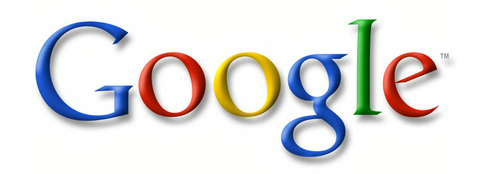
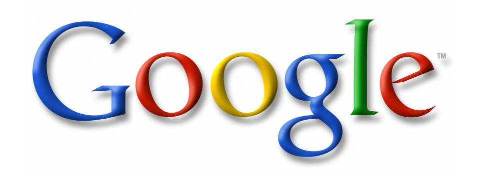






ELEMENTE

DES

WASSERBAUES

FÜR STUDIERENDE HÖHERER LEHRANSTALTEN
UND JÜNGERE TECHNIKER

BEARBEITET

VON

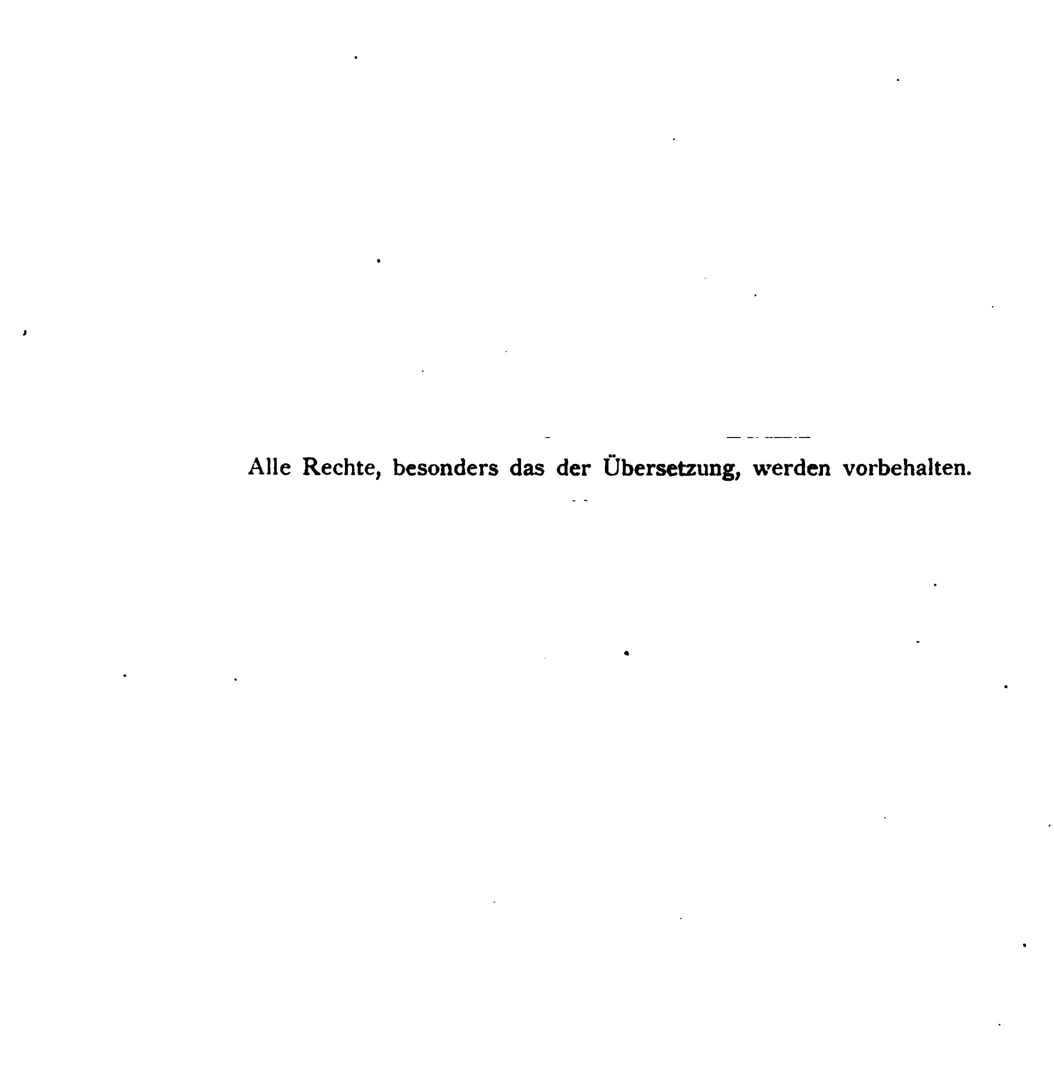
EDUARD SONNE
GEH. BAURAT
PROFESSOR I. P. AN DER TECHNISCHEN
HOCHSCHULE ZU DARMSTADT

UND

KARL ESSELBORN
PROFESSOR
AN DER LANDES-BAUGEWERKSCHULE
ZU DARMSTADT

MIT 226 ABBILDUNGEN IM TEXT

LEIPZIG
VERLAG VON WILHELM ENGELMANN
1904



Druck der Kgl. Universitäts-Druckerei von H. Stürtz, Würzburg.

VORWORT

Der Plan des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften, dessen dritter Teil den Wasserbau behandelt, besagt, daß das Werk „sowohl dem angehenden Techniker zum Studium, als auch dem ausführenden Ingenieur als Ratgeber dienen könne". In neuerer Zeit ist aber die Ausdehnung des Handbuchs so gewachsen, daß es dem erstgenannten Zwecke nur sehr unvollkommen entspricht; ein kleineres, von vornherein als Lehrbuch bearbeitetes Werk dürfte deshalb vielseitig willkommen geheißen werden. Das vorliegende Buch beschränkt sich nun auf die Elemente des Wasserbaus, also auf die Gegenstände, welche die Bestandteile der größeren Wasserbauten bilden und für das Studium der Wasserbaukunde in erster Linie Bedeutung haben.

Während man von Handbüchern eine gleichmäßige und vollständige Behandlung der Wissenschaften erwartet, handelt es sich bei einem Lehrbuche darum, die lehrreichsten Gegenstände aus einer großen Menge vorhandener auszuwählen, diese gründlich zu besprechen und soweit möglich einzuüben. Karmarsch sagt in seinem Grundriß (und Lehrbuch) der mechanischen Technologie: „Es ist erforderlich, daß das Besprochene gründlich bis ins Einzelne verfolgt, in seiner innersten Natur erkannt und gerechtfertigt wird. Für diesen Zweck ist es besser, wenige Gegenstände erschöpft, als viele nur oberflächlich berührt zu haben." Vorbedachtes Ausscheiden der für den Anfänger vergleichsweise wenig lehrreichen Gegenstände ist auch ein erprobtes Mittel, um die Vorträge in beschränkter Zeit vollständig und gerundet abzuschließen. Karmarsch, nicht minder Gauß, waren hierin Meister.

Die Notwendigkeit des Einübens betont Hagen in dem Vorworte zum dritten Teil seiner Wasserbaukunst; er sagt: „Bei der Ausbildung für den späteren Beruf muß der Unterricht auf die Benutzung des Erlernten gerichtet sein." Die Technischen Hochschulen sorgen hierfür durch zeichnerische Übungen, deren Wert aber von der Jugend nur zu

oft mißachtet wird; Stoff zu Berechnungen findet man namentlich in den Zahlenbeispielen, die wir in ausgiebiger Weise aufgenommen haben.

Ohne mancherlei Vorkenntnisse kann Niemand an eine Fachwissenschaft mit Erfolg herantreten. Im vorliegenden Falle wird vorausgesetzt, daß die Studierenden höherer Lehranstalten — für diese ist das vorliegende Werk hauptsächlich bestimmt — die allgemeine Erdkunde und andere grundlegende Wissenschaften, insbesondere die höhere Mathematik und die Mechanik, kennen Es war übrigens angezeigt, einen nur bescheidenen Grad dieser Kenntnisse, namentlich bezüglich der Hydraulik, vorauszusetzen.

Außer den oben genannten Studierenden dürfte die Benutzung unseres Buches auch manchen jüngeren Ingenieuren, die im Hinblick auf die Staatsprüfungen die auf der Hochschule erworbenen Kenntnisse auffrischen und vertiefen wollen, zu empfehlen sein.. Ferner werden Lehrer an Baugewerkschulen mit einer Abteilung für Tiefbau und andere Zweige der Ingenieurwissenschaften nicht wenig darin finden, was sie für ihre Zwecke mit Nutzen verwenden können.

Bezüglich der Diplomprüfungen sei bemerkt, daß es unseres Erachtens genügen würde, wenn man die Klausur- und mündlichen Ingenieur-Prüfungen, insoweit sie den Wasserbau betreffen, im wesentlichen im Rahmen der vorliegenden Elemente hielte, und wie dankbar würden die Kandidaten sein, wenn man die bei den genannten Prüfungen verlangten Gegenstände zusammenhängend in zwei Semestern vortrüge. Die zugehörigen Übungen hätten sich aber über drei oder vier Semester zu erstrecken.

Das Vorstehende betrifft den Kern des Werks; von einem Lehrbuche erwartet man indessen, daß es auch zu selbständigen und weitergehenden Studien Anregung gibt. Hierzu sollen zahlreiche Verweisungen, namentlich aber die Mehrzahl der letzten Artikel der einzelnen Abschnitte dienen, in diesen sind beachtenswerte Gegenstände unter Verweisung auf Quellen kurz besprochen. Bei den Verweisungen ist der dritte Teil des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften vorzugsweise berücksichtigt, denn unser Buch soll die Benutzung des Handbuchs erleichtern und befördern.

Auch auf das Taschenbuch der „Hütte“ haben wir wiederholt hingewiesen, und es war angezeigt, die in diesem trefflichen Buche gewählten Bezeichnungen mathematisch-technischer Größen in dem unsrigen zu bevorzugen. Diese Verweisungen beziehen sich auf die 17. Auflage; die achtzehnte erschien, als unsere Arbeit schon sehr weit vorgeschritten war.

Verweisungen auf technische Zeitschriften sind spärlich und mit Beschränkung auf neuere Mitteilungen aufgenommen.

Den beim Wasserbau tätigen, älteren Ingenieuren wird ein Lehrbuch in der Regel nichts Neues bringen; es gibt jedoch Ausnahmen von jeder Regel. Beispielsweise sei erwähnt, daß wir bemüht gewesen sind, die Tragweite des bis jetzt zu wenig gewürdigten Schleppkraft-Gesetzes an verschiedenen Stellen hervorzuheben. Neu ist dessen Anwendung auf das Flutgebiet der Strommündungen. Ferner ist infolge einer Anregung des verstorbenen Altmeisters L. Franzius ein Vorschlag über die Ausgestaltung der von ihm für die Regelung des Niedrigwasserbetts empfohlenen, ununterbrochenen Leitdämme aufgenommen worden. Sodann wurde der Versuch einer eigentümlichen Berechnung der Breite des Niedrigwasserbetts gemacht. Diese Berechnung stützt sich hauptsächlich auf die hydraulische Tiefe einer Querschnittsfigur von gegebener Form und ein Quadratmeter Größe; bei Besprechung der Wasserleitungen ist gezeigt, daß ein solcher Wert auch bei Ermittelung ihres Querschnitts aus Wassermenge und Gefälle recht brauchbar ist. Vielleicht findet sich Zeit und Gelegenheit, diese und einige andere Punkte in einer technischen Zeitschrift ausführlicher zu besprechen, als im vorliegenden Buche geschehen konnte.

Darmstadt im Januar 1904.

Die Verfasser.

INHALT

Abkürzungen.

Der dritte Teil des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften Der Wasserbau (3. Aufl. Leipzig. Wilhelm Engelmann. 1892—1901) ist kurz mit „Handb." bezeichnet.

Statt Des Ingenieurs Taschenbuch, herausgegeben vom Verein „Hütte" ist „Taschenb. d. Hütte" geschrieben und die Verweisungen beziehen sich auf die I. Abteilung mit Ausnahme der wenigen, welche die II. Abteilung betreffen und mit „Taschenb. d. Hütte II" bezeichnet sind.

Berichtigungen.

S. 1, Zeile 4 von unten lies Abflußrohr statt Abschlußrohr.
S. 8, „ 10 von unten „ regenarm statt regenwarm.
S. 9, „ 13 von oben „ mm/m statt m/mm.
S. 13, Anmerkung 9 „ Tolkmitt a. a. O. 189 statt Tolkmitt a. a. O.
S. 70, Zeile 1 von oben „ mittlere statt gleichförmige.
S. 103, „ 20 von unten „ Fliehkraft statt Fließkraft.
S. 110, „ 3 von oben „ Pitotsche statt Pilotsche.
S. 121, „ 8 von oben „ Rüfe statt Rufe.

Erster Abschnitt.

Grundwasser und Quellen.

---

1. Einleitung. Ein großer Teil der Wasserbaukunde stützt sich auf die Naturwissenschaften, bei der Untersuchung des Grundwassers und der Quellen kommen namentlich Meteorologie, Geologie und Chemie in Betracht. Die Geologie kann als besonders wichtig bezeichnet werden, bei manchen Fragen, welche das Vorkommen des Grundwassers betreffen, ist sie in erster Linie berufen Aufschluß zu geben. Die Chemie lehrt die Prüfung der Beschaffenheit des Wassers, während die Meteorologie sich mit den Niederschlägen, in welche der durch die Sonnenwärme erzeugte Wasserdampf sich durch Abkühlung verwandelt, eingehend beschäftigt.

Bevor auf das Grundwasser näher eingegangen wird, soll, um die Entstehung desselben nachzuweisen, Einiges über Niederschläge, Verdunstung und Versickerung gesagt werden. An die Besprechung der Entstehung schließt sich die der Beschaffenheit des Grundwassers an. Hiernach sind die Lage und die Schwankungen des Grundwasserstandes, sowie die Bewegung des Grundwassers in den jüngsten geognostischen Formationen zu besprechen, sodann das Grundwasser der älteren Formationen. Am Schlusse dieses Abschnitts soll gezeigt werden, wie die genannten Untersuchungen bei einigen Aufgaben des Wasserbaus Anwendung finden.

Bei den Zahlenangaben der Artikel 2 und 3 standen die neuesten Beobachtungen nicht zur Verfügung. In neuerer Zeit sind die meteorologischen Forschungen in Deutschland erheblich vervollkommnet und weiter ausgedehnt. Die Ergebnisse werden von den meteorologischen Centralstellen regelmäßig veröffentlicht.

2. Regenmengen[1]. Die Größe der atmosphärischen Niederschläge wird durch die Höhe einer Wasserschichte angegeben, welche aus Regen, Schnee u. s. w. entstehen würde, wenn sie auf eine horizontale Fläche fielen und keine Verringerung durch Abfluß, Versickerung und Verdunstung stattfände. Diese Höhe wird Regenhöhe, genauer Niederschlagshöhe, genannt.

Dabei denkt man sich sämtliche Niederschläge, weil die Dichtigkeit derselben, besonders des Schnees, sehr veränderlich ist, in Regen verwandelt. Zur Bestimmung der Niederschlagshöhe wird deshalb der Schnee stets geschmolzen.

Die Instrumente, mit welchen man die Regenhöhen mißt, werden Regenmesser genannt, sie bestehen in einem unten mit einem Abschlußrohr versehenen Auffanggefäß, dessen offene Auffangfläche genau auf ein abgerundetes Maß von einigen Hundert qcm bemessen ist, einer Kanne, in der das Wasser sich sammelt, und einem Meßgerät.

---

[1]) Handb. (3. Aufl.) Kap. I, § 2—4 und 7.

Die wirklich auf die Erde gelangende Niederschlagsmenge ist im allgemeinen größer, als die Regenmesser angeben, weil in denselben nicht alle Feuchtigkeit angesammelt werden kann und insbesondere der Tau verloren geht. Man darf deshalb die wirkliche Niederschlagsmenge um 20 bis 25 % größer als die gemessene Regenhöhe annehmen.

Wie das Fallen der Niederschläge einem fortwährenden Wechsel unterliegt und demgemäß die Regenmengen der einzelnen Tage und Monate sehr verschiedene Größen ergeben, so sind auch die jährlichen Regenmengen stetigen Schwankungen unterworfen. Die Sommermonate bringen mehr Regen als die Wintermonate, und regenreiche Jahre wechseln mit regenarmen derart, daß auf eine Gruppe regenreicher eine Reihe regenarmer Jahre zu folgen pflegt.

Die größten jährlichen Regenmengen finden sich in Europa überall da, wo der Regenwind ein Gebirge überschreiten muß und ganz besonders dort, wo schroffe Gebirge, wie in Norwegen und Schottland, sich unmittelbar aus dem Meere erheben. Dabei nehmen die Regenhöhen talaufwärts zu. So wurde z. B. im Osterrode im Harz nur 580 **mm**, in dem nur 11 **km** entfernten, aber 354 **m** höher gelegenen Clausthal 1490 **mm** Regenhöhe im Jahr beobachtet.

Die regenreichsten Gebirgszüge Deutschlands sind der Wasgenwald (die Vogesen) und der Schwarzwald. Zu den trockenen Gebieten d. h. zu denjenigen, welche weniger als 550 **mm** Regenhöhe jährlich aufweisen, gehören die Rheinebene nördlich von Mannheim, sowie Thüringen mit der goldenen Aue.

Als Beispiele der jährlichen Regenhöhen seien folgende Durchschnitte angegeben:

Rostock	430 **mm**
Danzig	470 „
Posen	500 „
Berlin	600 „
Frankfurt a. M.	610 „
Darmstadt	660 „
Karlsruhe	720 „

Im großen Durchschnitt dürfte die jährliche Höhe der Niederschläge in Deutschland 660 **mm** betragen; davon entfallen:

auf den Winter	18,0 %
„ „ Frühling	22,5 „
„ „ Sommer	36,0 „
„ „ Herbst	23,5 „

Die beste Übersicht über die räumliche Verteilung der Niederschläge gewährt eine sogenannte Regenkarte, bei welcher die Orte mit denselben Niederschlagshöhen durch Kurven mit einander verbunden werden.

Bei der Anlage unterirdischer Wasserleitungen sind die stündlichen Regenmengen von großer Bedeutung. Denn die sogenannten Landregen, welche große tägliche Regenhöhen ergeben, stehen den starken, aber nicht lange währenden Gewitterregen nicht allein an Dichtigkeit, sondern oft auch an Ergiebigkeit nach. Die Dichtigkeit dieser starken Regengüsse ist eine sehr wechselnde und es muß nicht allein jene, sondern auch die Dauer des Regenfalles beobachtet werden.

Mitunter werden die Regenmengen in Sekundenliter für das Hektar angegeben,

d. h. es wird berechnet, wie viel Liter Niederschläge in der Sekunde auf eine, ein Hektar große Fläche kommen. Da nun 1 Hektar = 100 Ar = 10 000 **qm** ist, so ergeben z. B. 10 **mm** Regenhöhe in der Stunde

$$10\,000 \cdot 0{,}01 = 100 \text{ cbm} = 100\,000 \text{ l},$$

oder in der Sekunde $\frac{100\,000}{60 \cdot 60} = 27{,}8$ l.

In der norddeutschen Tiefebene darf überall auf einen größten Niederschlag von 170 bis 200 Sekundenliter für das **ha** gerechnet werden. In Zürich wurde durch einen selbstzeichnenden Regenmesser bei einem starken Sturzregen als Maximum des Niederschlags 212 Sekundenliter für das **ha** gefunden.

3. Tagewasser, Verdunstung und Versickerung[2]. Das Regenwasser schlägt drei verschiedene Wege ein; ein Teil fließt als Tagewasser oberirdisch ab, ein anderer verdunstet oder wird von den Pflanzen aufgesogen und ein dritter versickert in dem Boden.

Die Tagewasser suchen die tiefen Stellen der Erdoberfläche auf und gelangen in die Rinnen, Gräben, Bäche u. s. w., wobei ihre Menge infolge Versickerung oft erheblich abnimmt.

Die verdunstete Wassermenge wird ähnlich wie die Regenmenge in **mm** Wasserhöhe der verdunstenden Fläche, also durch die Verdunstungshöhe, ausgedrückt. Für den Wasserbau ist hauptsächlich die Verdunstung freier Wasserflächen wichtig. Wesentlich bedingt wird dieselbe durch eine Luftströmung, welche neue, zur Aufnahme des über einer Wasseroberfläche sich entwickelnden Wasserdampfes geeignete Luft herbeiführt.

Da ferner die Oberfläche der verdampfenden Flüssigkeit um so öfter mit neuer Luft in Verbindung kommt, je kleiner sie ist, so folgt daraus, daß kleinere Verdunstungsflächen höhere Werte liefern, als große. Berührt jedoch die Luftströmung die Wasseroberfläche nicht unmittelbar oder wird dies durch den erhöhten Rand des Wasserbeckens erschwert, so vermindert sich die Verdunstung. Die Ermittelung von Werten ist deshalb mit großen Schwierigkeiten verknüpft und kann nur auf den Wasserspiegeln der Seen und Flüsse mit Sicherheit vorgenommen werden.

Die Verdunstungshöhen werden durch Verdunstungsmesser ermittelt, wobei sich Werte ergeben, die zum Teil höher sind als die Niederschläge. Bei Sammelteichen in Elsaß-Lothringen hat man die jährliche Verdunstungshöhe des freien Wasserspiegels zu 600 **mm** beobachtet.

Die Verdunstungshöhe des Wasserspiegels auf Kanälen, Flüssen, Bewässerungsgräben u. s. w. kann, namentlich wenn deren Ufer nicht mit Bäumen bepflanzt sind, als durchweg größer angenommen werden, als diejenige auf ausgedehnten Flächen, weil jeder die Richtung derselben kreuzende Wind in rascher Folge stets neue Luftmengen mit der Oberfläche des Wassers in Verbindung setzt. In Holland wird der durch Verdunstung während eines heißen Sommers eintretende Verlust bei Kanälen zu 900 **mm** angenommen.

Durch Untersuchungen über die Verdunstung eines mit Wasser gesättigten Bodens in Vergleich zu derjenigen einer gleich großen freien Wasserfläche ist ermittelt, daß von ersterem mehr Wasser an die Luft abgegeben wird,

---

[2]) Handb. (3. Aufl.) Kap. 1, § 8 und 9, sowie Kap. VIII S. 375 und 376.

als von der freien Wasserfläche, wenn der Boden mit Gras oder Bäumen bewachsen ist; daß jedoch die freie Wasserfläche mehr verdunstet als der Boden, wenn dieser ohne Pflanzen ist.

Einen großen Teil der mit Pflanzen bedeckten Flächen nimmt der Wald ein, bei welchem die Verdunstung geringer ist, als in dem mit Ackergewächsen bestandenen Boden. Es verdunstet 1 **ha** Wald zwar mehr Wasser als ein gleich großes unbebautes Feld, aber ungefähr dreimal weniger, als wenn dieselbe Fläche mit Getreide oder Gras bepflanzt wäre.[3])

Die Wassermengen, welche in den Boden versickern, werden entweder durch Messung des aus Drains fließenden Wassers, oder mit Hilfe besonderer Versickerungsmesser bestimmt. Diese Wassermengen sind außerordentlich verschieden und schwanken nach den Niederschlagshöhen, der Bodenart, dem Klima, den Jahreszeiten und vor allem nach der Bodenbedeckung.

Der Sand liefert stets die größten Sickerwassermengen; dann folgt der Torf und endlich der Lehm. Eine Beimischung von Sand verursacht eine Vermehrung, eine solche von Lehm oder Torf eine Verminderung des Sickerwassers.

4. Bildung und Beschaffenheit des Grundwassers.[4]) Die Niederschläge enthalten etwas Kohlensäure, namentlich aber Sauerstoff und Stickstoff, welche sie aus der Atmosphäre aufgenommen haben, und den beiden erstgenannten Stoffen verdankt das Sickerwasser hauptsächlich seine Zersetzungs- und Auflösungsfähigkeit.

Der Teil der atmosphärischen Niederschläge, welcher als Sickerwasser in den Boden eindringt, wird von diesem teilweise zurückbehalten. Es handelt sich hierbei um die Wassermenge, welche von dem Boden trotz freien Abflusses unter allen Umständen festgehalten wird. Dann sind nicht alle, sondern nur die engsten Kapillarräume von dem Wasser erfüllt, so dass sich in dem Boden Wasser und Luft nebeneinander befinden. Man nennt alsdann den Boden feucht. Das überschüssige Wasser gelangt in die Tiefe.

Wird nun der Abfluß dadurch behindert, daß unterhalb der wasserdurchlässigen eine undurchlässige Schichte dem Wasser entgegentritt, so wird sich dieses allmählich auf der undurchlässigen Erdschichte ansammeln, nach und nach emporsteigen, die Luft aus den Poren der durchlässigen Schichte verdrängen und dieselben vollständig ausfüllen. In diesem Falle bildet sich innerhalb der Hohlräume des Bodens eine unterirdische zusammenhängende Wasseransammlung: das Grundwasser. Die Grundwasser führenden Schichten werden neuerdings oft Grundwasserträger genannt.

Ganz undurchlässige Schichten sind jedoch sehr selten, und die Beschaffenheit und Tiefenlage der das Wasser nicht durchlassenden Schichten ist eine sehr verschiedene. Die undurchlässige Bodenschichte bei München z. B. liegt durchschnittlich 10—20 **m** unter der Erdoberfläche und besteht aus tertiärem Mergel oder aus einer auf dem Mergel ruhenden und fest gelagerten Schichte sehr feinen Sandes. Bei Breslau besteht sie aus diluvialen oder tertiären Tonschichten, bei Leipzig aus unterem Meeressand oder aus Braunkohlenton, bei Nürnberg aus Keuperletten u. s. w.

Die Ausbreitung des Grundwassers wird in erster Linie durch die Gestaltung

---

[3]) Für Verdunstung vergl. auch Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) I, S. 255.

[4]) Handb. (3. Aufl.) Kap. I, S. 40, 51 und 55.

der Oberfläche der undurchlässigen Schichte beeinflußt. Ist das Grundwasser genügend hoch gestiegen, so bewegt es sich in der Richtung des stärksten Gefälles der undurchlässigen Schichte abwärts und bildet Quellen, wenn diese Schichte zu Tage tritt. Andernfalls vereinigt es sich mit anderen Grundwasseransammlungen, dehnt sich dann oft über weite Strecken aus und bildet große unterirdische sogenannte Grundwasserströme.

Je nach der geognostischen Beschaffenheit des Bodens sowie der Art und Tiefenlage der durchlässigen, bezw. undurchlässigen Schichten ist das Auftreten des Grundwassers sehr verschieden. Während in gebirgigen Gegenden der Abstand zwischen der Erdoberfläche und dem undurchlässigen Felsboden oft nur einige Dezimeter beträgt, dringt das Wasser in den aufgeschwemmten Boden des Flachlandes mitunter in große Tiefen ein. So wird z. B. ein Teil des Trinkwassers für Wilhelmshaven aus Schichten gewonnen, die etwa 200 m unter dem Nordseespiegel liegen und bei Memel wurde, fast 230 m unter der Meeresoberfläche, im Dolomit brauchbares Wasser erbohrt.

Diese und ähnliche Beobachtungen beweisen, daß in dem Erdboden außer Grundwasserströmen auch ausgedehnte Grundwasserbecken vorhanden sind, d. h. Ansammlungen von Grundwasser, welches keinen oder nur sehr geringen Abfluß hat. Derartige Becken bilden sich namentlich da, wo die undurchlässigen Schichten muldenförmig gestaltet sind. In Höhlungen des Erdbodens findet man Grundwasserbecken mitunter als unterirdische Seen.

Da das Sickerwasser stets die oberen Erdschichten durchfließt und auf diese Weise mit den daselbst befindlichen Stoffen in innigste Berührung kommt, so nimmt es die auflösbaren Bestandteile in sich auf. Chemisch rein ist deshalb das Grundwasser nie, schon darum nicht, weil bereits der Regen, dem es seine Entstehung verdankt, nicht chemisch rein war.

Das Sickerwasser ist ein „geologisches Werkzeug", dessen zersetzendem und auflösendem Einfluße keine Felsart auf die Dauer widerstehen kann. Beim Eindringen in die Gesteine verliert das Wasser bald seinen Sauerstoff und die Kohlensäure, falls in den Gesteinen Körper vorhanden sind, welche Verbindungen mit diesen Gasen eingehen. Dafür nimmt es aber solche Mineralsubstanzen auf, welche in ihm an und für sich, oder mit Hilfe der Kohlensäure löslich sind, wodurch es in den Stand gesetzt wird, weitere Zersetzungen oder neue Bildungen zu veranlassen, wenn es weiter in die Tiefe dringt.

Der Gehalt an Sauerstoff und Kohlensäure befördert also vorzugsweise die chemische Einwirkung, welche das Wasser auf die Bestandteile der Erdschichten ausübt. Diese Einwirkung ist um so stärker, je länger und unter je größerem Drucke das versickernde Wasser mit den betreffenden Bodenschichten und Gesteinsarten in Verbindung gewesen war. Das aus größerer Tiefe stammende Grundwasser ist deshalb meistens reich an mineralischen Stoffen.

Die der auflösenden Kraft des Sickerwassers besonders unterliegenden und gleichzeitig am meisten vorkommenden Stoffe der Erdrinde sind Ablagerungen von kalk- oder mergelhaltigen Gesteinen. Fast alles Grundwasser enthält deshalb Kalkverbindungen, deren Menge für die sogenannte Härte des Wassers maßgebend ist.

Man nennt das Wasser hart oder weich je nach seinem Gehalt an Kalk oder Magnesia und bezeichnet diesen nach Härtegraden. Ein solcher entspricht einem

Gewichtsteil Kalk oder 0,7 Gewichtsteilen Magnesia auf 100 000 Gewichtsteilen Wasser. Weiches Wasser hat unter 10, hartes über 20 Härtegrade. Gutes Trinkwasser muß 18—20 Härtegrade, 9—12° C. Wärme und etwas Sauerstoff und Kohlensäure enthalten.

Ferner ist in zahlreichen Grundwassern, weil eisenhaltige Mineralien in der Form von Oxyd, Oxydhydrat und Sulfid im Boden häufig vorkommen, die eine oder andere Eisenverbindung oft nachzuweisen. Ebenso fehlt selten Chlornatrium, (Kochsalz). Welche Mengen an mineralischen Bestandteilen das Wasser unter Umständen aufzunehmen vermag, zeigen die Mineralquellen in deutlichster Weise.

Wenn die Sickerwasser ihren Weg nach abwärts antreten, so folgen sie nicht allein den Spalten, Klüften und Schichtungsflächen der Gesteine, sondern sie dringen in die letzteren selbst ein. Denn die Masse aller Gesteine ist von einem Netze feiner Haarspalten durchzogen, in welche das Wasser um so leichter eindringt, je grösser der Druck ist, den die auf ihm lastende Wassersäule ausübt. Daß sowohl feinkörnige, als auch grobkörnige Gesteine durchdringlich sind, zeigt unter anderem die vollständige Zersetzung mancher Basalte zu Wacken. Selbst in anscheinend vollkommen homogene Mineralmassen findet das Wasser einen Weg. Keine einzige Gesteinsart setzt dem einsickernden Wasser vollständigen Widerstand entgegen. Ebenso wenig wie eine vollkommene Undurchdringlichkeit, besteht eine völlige Unzersetzbarkeit irgend eines Gesteines durch Wasser.

Ist die Bodenschichte, welche das Wasser zunächst aufnimmt, rein und bewegt sich das versickernde Wasser in reinen, vorzugsweise aus Quarz und dergleichen bestehenden Kies- und Sandschichten, so bewahrt es einen großen Grad von Reinheit und läßt sich ohne weiteres zu Genußzwecken verwenden.

Das Sickerwasser nimmt auch organische Stoffe mit Vorliebe auf und befördert dieselben in die Tiefe. Eine besonders starke Anhäufung solcher Stoffe findet sich in dem Untergrunde der meisten Städte, namentlich in den älteren Stadtteilen derselben, wo die hier oft schon Jahrhunderte lang andauernde Verunreinigung des Bodens mit fäulnisfähigen Gebilden aller Art, namentlich mit dem durchsickernden Inhalt undichter Abtrittsgruben, ihn mit solchen Stoffen erfüllt hat, die vorzugsweise zur Durchseuchung des Grundwassers beitragen. Die in den obersten derartigen Bodenschichten hergestellten Brunnen enthalten deshalb gewöhnlich Wasser, dessen Genuß mit nachteiligen Folgen für die Gesundheit verknüpft ist.

Sind nun die oberen Bodenschichten verunreinigt, so nimmt das durchsickernde Wasser einen Teil der vorhandenen löslichen Bestandteile mit sich hinab in den Untergrund. Doch wird ihm, wenn die Verunreinigung nicht zu stark ist, der größte Teil dieser Bestandteile wieder durch die reinigende Wirkung der tiefer liegenden reinen Bodenschichte entzogen.

In der Nähe der Küsten des Meeres und der Meerbusen besteht das Grundwasser in der Regel aus einem Gemisch von süßem und von Meerwasser, pflegt aber auch in sonstiger Weise verunreinigt zu sein. Das auf genannte Weise entstehende „brackige Wasser“ ist ganz ungenießbar.

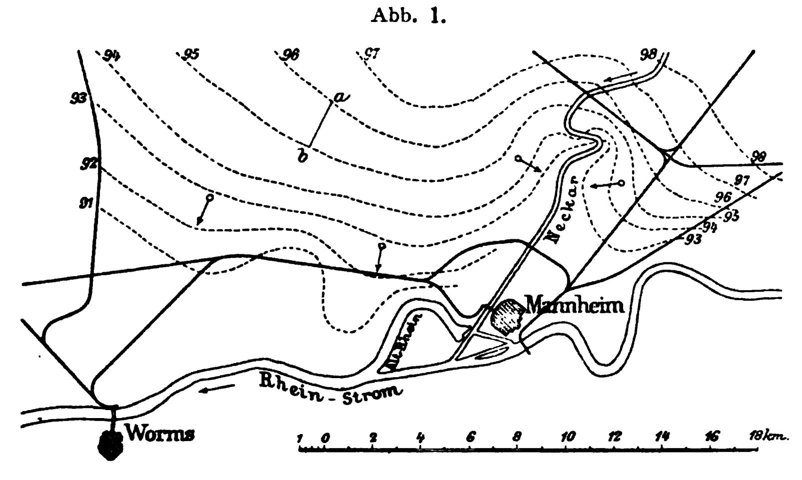
Wenn man das Grundwasser für den häuslichen Gebrauch oder für gewerbliche Zwecke verwenden will, muß es einer chemischen und mikroskopischen Untersuchung unterzogen werden. Durch die chemische Untersuchung läßt sich der Gehalt an anorganischen Bestandteilen, also an Kalk, Eisen u. s. w., mit Sicherheit feststellen, für das Vorkommen organischer Stoffe gibt sie nur Anhaltspunkte, indem man das

Auftreten von Ammoniak, salpetriger Säure und Schwefelwasserstoff als Anzeichen einer fauligen Zersetzung betrachtet. Der eigentliche Beweis für diese Annahme fällt der mikroskopischen (bakteriologischen) Untersuchung zu. Das letzte Wort über die Güte des Wassers hat also der Bakteriologe zu sprechen.[5])

5. Lage und Schwankungen des Grundwasserstandes in den jüngsten Formationen. Bewegung des Grundwassers.[6]) Der Einfluß, welchen die Höhe des Grundwasserstandes ausübt, ist mannigfach. Durch hochstehendes Grundwasser wird der Boden kalt und ertraglos, es entstehen Erschwerungen bei Tiefbauten, Überschwemmungen der Keller und dergl.

Um die zur Ausnutzung des Grundwassers und zur Verbesserung des Grundwasserstandes nötigen Anlagen richtig entwerfen zu können, sind regelmäßige Beobachtungen des Grundwasserstandes erforderlich, die entweder an offenen Brunnen, oder besser mittelst besonderer Standröhren vorgenommen werden. Zu diesen Beobachtungen genügen in den meisten Fällen schmiedeiserne Röhren

Abb. 1.



von 5 bis 10 cm Weite, welche in ähnlicher Weise eingetrieben werden, wie die Rohre der kleinen Rohrbrunnen, vergl. Art. 11. Das untere Ende ist entweder offen oder konisch zugespitzt und mit einer Anzahl von Öffnungen zum Eintritt des Wassers versehen.

Aus der Beobachtung der Grundwasserstände ergibt sich der Höhenplan (Längenprofil), sowie der Schichtenplan des Grundwassers (Abb. 1). Der letztere wird dadurch erhalten, daß man in den Maschenpunkten eines über das betreffende Gebiet gelegten regelmäßigen Netzes Standröhren eintreibt, die Höhen ihrer oberen Enden durch ein Nivellement ermittelt und in ihnen den Stand des Grundwassers mißt. Werden alsdann alle Punkte mit gleich hohem Wasserstand durch Kurven miteinander verbunden, so erhält man den Schichtenplan des Grundwassers.

Mit Hilfe eines solchen Planes ist es in Mannheim nach langjährigen erfolglosen Bemühungen gelungen, auf einem Gebiet von 7 Quadratmeilen Größe, eine

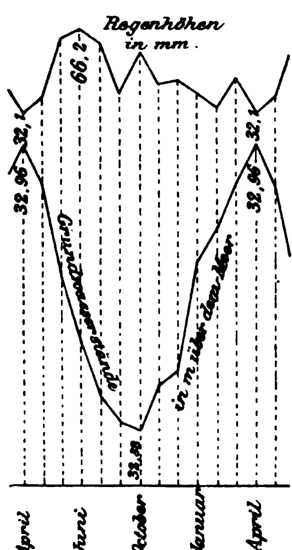
[5]) Vergl. Handb. (3. Aufl.) Kap. V, S. 95 u. 100.

[6]) Handb. (3. Aufl.) Kap. I, S. 41—51, sowie Kap. VI. S. 196—199. — Tolkmitt. Grundlagen der Wasserbaukunst. (Berlin. 1898). Abschnitt 1.

Bezugsstelle für eine ausreichende Menge brauchbaren Grundwassers ausfindig zu machen.

Die Tiefen, in denen sich Grundwasser vorfindet, sind sehr verschieden. Oft zeigt die Grundwasseroberfläche im Höhenplan eine wellenförmige Gestalt, was manche überraschende Vorkommnisse, die bei dem Suchen nach brauchbarem Wasser auftreten, erklärt. So mußte in der Jesuiten-Kaserne in Brünn ein Brunnen als wasserlos verschüttet werden, während zwei andere Brunnen im nächsten Hofe derselben Kaserne Wasser lieferten. In derselben Stadt bohrte man im neuen Ständehause erfolglos nach Wasser, während einige Meter von derselben Stelle entfernt, Sandschichten von 1 bis 1,5 m Mächtigkeit mit reichlicher Wasserführung angetroffen wurden.

Abb. 2.



Auch in Darmstadt findet man an einzelnen Stellen nahe unterhalb der Bodenoberfläche reichliches Grundwasser, während dasselbe an anderen Stellen erst in einer Tiefe von vielen Metern zu erreichen ist.

Die Höhe des Grundwasserspiegels ist Schwankungen unterworfen und zwar ist der Stand desselben von der Grösse des Niederschlages und der Verdunstung abhängig, diese wirken aber bald in einer, bald in anderer Weise.

In München z. B. tritt das Maximum des Grundwassers in den Monaten Mai bis August, das Minimum in den Monaten Oktober bis Januar ein. Während hier im Sommer die Niederschlagsmenge maßgebend ist und die größte Höhe des Grundwasserstandes bedingt, treffen das Minimum des Niederschlages und der niedrigste Grundwasserstand nicht zusammen. Der geringste Niederschlag tritt im Februar, der niedrigste Grundwasserstand dagegen im November ein.

Anders ist der Verlauf, wie Abb. 2 zeigt, in Berlin, wo in der weiten Niederung erst in größerer Tiefe als in München Grundwasser zu finden ist. Hier tritt die Schwankung des Regenfalles zurück und die Verdunstung ist für die Höhe des Grundwasserstandes entscheidend. Das Vorstehende ist das Ergebnis langjähriger Beobachtungen, aus welchen Durchschnittszahlen ermittelt sind.

In regenreichen Zeiten heben sich die Grundwasserstände, während sie sich senken, wenn eine Reihe regenwarmer Jahre eintritt. Und wenn auch die unterirdisch abfließenden Wassermengen nicht so große Schwankungen aufweisen, als die oberirdischen, so sind doch die Unterschiede oft recht bedeutend. Am deutlichsten zeigt sich dies in der Ergiebigkeit der Quellen. So schwankt z. B. die durchschnittlich 1000 Sekundenliter betragende Ergiebigkeit der Wiener Hochquellenleitung zwischen 2880 und 280 Sekundenliter.

Bei der Bewegung des Grundwassers ist einleitend das Folgende zu bemerken: das Fließen des Wassers wird durch die Schwerkraft bewirkt, maßgebend ist die Neigung des Wasserspiegels. Den Höhenunterschied zwischen zwei Punkten des Höhenplans eines Wasserlaufes nennt man das Gefälle und unterscheidet dabei

das absolute Gefälle oder den Fall und das Gefällsverhältniß, abgekürzt das Gefälle. Ersteres ist der Höhenunterschied zwischen zwei beliebigen Punkten des Längenprofils, letzteres dagegen das Verhältnis des Höhenunterschiedes zweier Punkte zum Horizontalabstand derselben, somit der Fall für die Längeneinheit. Dieses Verhältnis wird am besten in m/km = mm/m, also pro Mille (‰), angegeben. Es ist indessen nicht ausgeschlossen, die Gefälle in echten Brüchen anzugeben.

Da Fliessen des Wassers und Gefälle unzertrennlich sind, so folgt umgekehrt, weil bei Grundwasser in durchlässigen Schichten in der Regel Gefälle beobachtet wird, daß sich das Grundwasser in Bewegung befindet, daß es also, wenn auch langsam, fließt.

Ist z. B. in dem Schichtenplan des Grundwassers bei Mannheim Abb. 1, S. 7 der Abstand zweier Punkte a und b der Grundwasserkurven gleich 2 km, so ist daselbst ein Grundwassergefälle von 0,5 m/km = 0,5 m/mm = 1:2000 vorhanden. Aus dem Schichtenplan kann man auch die in genannter Abbildung durch Pfeile angedeuteten Richtungen der Grundwasserbewegung entnehmen. Man sieht, daß das Wasser größtenteils dem Rhein, zum Teil aber dem Neckar zufließt.

Die Geschwindigkeit der Grundwasserbewegung wird nach A. Thiem durch folgendes Verfahren ermittelt. Man legt in der Richtung der Strömung des Wassers zwei Versuchsbrunnen in mäßiger Entfernung von einander an, bringt in den oberen einen Körper, welcher von dem Wasser begierig aufgenommen wird und durch chemische Analyse leicht nachgewiesen werden kann, schöpft dann aus dem zweiten, unteren Brunnen nach Einführung der Zumischung in kurzen Zwischenräumen Wasserproben, aus deren Analyse Schlüsse auf die Geschwindigkeit des Wasserstromes gezogen werden können. Die Lösung des eingeführten fremden Körpers dringt nämlich nach allen Richtungen radial von der Einführungsstelle aus in die Wasserschichte ein mit größerer oder geringerer Geschwindigkeit je nach der Durchlässigkeit des Untergrundes und in konzentrisch zunehmender Verdünnung der Lösung. Da während dieser Verteilung der Lösung gleichzeitig ein Fortströmen der gesamten Wassermenge in der Richtung auf den zweiten Brunnen stattfindet, so muß sich in der einen Hälfte der mit dem Fremdkörper gemischten Wasserscheibe eine Verzögerung, in der anderen Hälfte eine Beschleunigung der Fortbewegung einstellen, je nachdem der Weg der Fortbewegung die gleiche oder eine umgekehrte Richtung hat, wie die Bewegung des Grundwassers. Aus den bildlich aufgetragenen Ergebnissen der Zeitberechnungen und der Analysen kann dann die Geschwindigkeit des Grundwasserstromes ermittelt werden. Thiem verwendet zu diesen Versuchen Kochsalz als rasch löslichen, chemisch zuverlässigen und bequem nachzuweisenden Fremdkörper, welcher ausserdem den Vorteil hat, weder giftig zu sein, noch das Grundwasser zu färben.

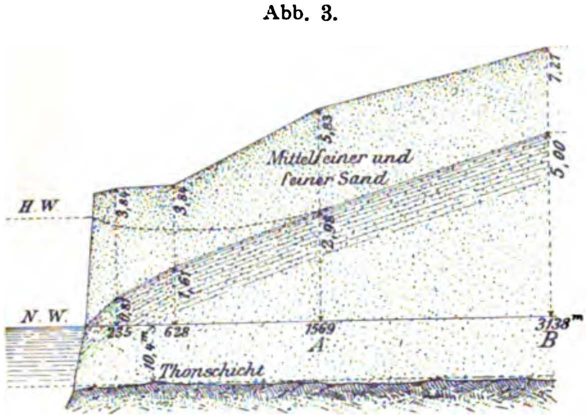
Wie langsam sich das Grundwasser bewegt, giebt sich unter anderem dadurch zu erkennen, daß viele Quellen erst geraume Zeit nach einem Regen sich verstärken. Im allgemeinen ist eine Geschwindigkeit von 1 m in der Stunde schon als eine beträchtliche anzusehen, denn häufig beträgt sie kaum 1 m täglich. Übrigens wächst die Geschwindigkeit mit dem Gefälle, und in stark geneigten wasserleitenden Schichten kommen wahrscheinlich Geschwindigkeiten bis zu 180 m in 24 Stunden vor.

Aus der Geschwindigkeit des Grundwassers sowie aus der Mächtigkeit und sonstigen Beschaffenheit der wasserführenden Schichten kann man unter Berück-

sichtigung der Schwankungen des Grundwasserstandes annähernd ermitteln, wie viel Wasser aus einer Strecke von bestimmter Ausdehnung, welche rechtwinkelig zu der Richtung der Strömung des Grundwassers liegt, allenfalls entnommen werden kann.

Bei den Vorarbeiten, welche für die Wasserversorgung in Mannheim ausgeführt wurden, berechnete sich die Geschwindigkeit, mit der sich das Grundwasser bewegt, infolge des geringen Gefälles von 1 : 1400 = 0,71 mm/m zu nur 1,6 beziehungsweise 1,2 m für 24 Stunden, so daß trotz großer Mächtigkeit des Grundwasserträgers eine Gewinnungsanlage von 2,5 km Ausdehnung, zur Beschaffung von 15 000 cbm Wasser täglich erorderlich wurde.

Abb. 3.



Die Bewegung des Grundwassers ist nach benachbarten Gräben, Bächen, Flüssen und Seen gerichtet; dieselben werden nicht nur durch das ihnen oberirdisch zufließende Wasser, sondern zu einem sehr erheblichen Teile durch Grundwasser gespeist. Denn unter dem Einfluß der Schwere bewegt sich das in den durchlässigen Boden eingedrungene Wasser stets dem nächsten Sammler (Rezipienten) zu.

In der Nähe der Sammler gestaltet sich, so lange ihr Wasserstand entweder unverändert ist oder sinkt, der Höhenplan des Grundwassers nach Abb. 3. Bei steigendem Wasser findet eine Anstauung (Hebung) des Grundwassers statt. Gleichzeitig tritt aus dem Sammler Wasser in den durchlässigen Boden, hierdurch erklärt sich die Form der oberen, gestrichelten Wasserlinie der Abbildung. Die Menge des Wassers, welches auf diese Weise in den Boden gelangt, pflegt aber gering zu sein im Vergleich mit der Menge des am Abfluß gehinderten und deshalb aufgestauten Grundwassers.

Abb. 4.



Abb. 3 bietet, nebenbei bemerkt, auch ein Beispiel für die Ermittelung des Gefälles des Grundwasserspiegels. Die Entfernung AB ist = 3138 — 1569 = (rund) 1570, der entsprechende Fall = 5,00 — 2,98 = 2,02 m. Hieraus folgt ein Gefälle von (rund) 1,3‰.

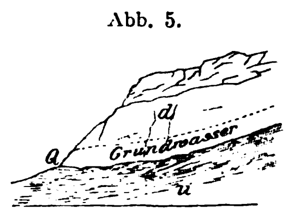
Nicht immer hat man es mit nur einer durchlässigen Schicht zu tun; vielmehr kommt, wie Abb. 4 zeigt, die Einlagerung einer zweiten derartigen Schicht nicht selten vor. Je nachdem diese Schicht mehr oder weniger ausgedehnt ist und eine größere oder geringere Stärke besitzt, treten bei der Erbohrung des Grundwassers oder bei dem Aufschluß desselben durch Brunnen verschiedene Erscheinungen auf. Derartige über einander liegende wasserführende Schichten werden W a s s e r s t o c k w e r k e genannt.

Bei Darmstadt schöpfen die zum Zwecke der städtischen Wasserversorgung

angelegten Brunnen von mehr als 60 **m** Tiefe aus verschiedenen wasserführenden Schichten, die voneinander unabhängig sind.

6. Das Grundwasser der älteren geschichteten Formationen. Quellen [7]). Die geschichteten Gebirgsglieder bestehen aus einer regelmäßigen Reihenfolge von aufeinander lagernden Schichten. Eine Schicht ist eine durch zwei annähernd parallele Flächen begrenzte plattenförmige Gesteinsmasse. Ihre Begrenzungsflächen heißen Schichtungs- oder Schichtflächen. Die Dicke einer Schicht, d. h. der rechtwinkelige Abstand ihrer beiden Schichtungsflächen wird ihre Mächtigkeit genannt. Sie schwankt zwischen wenigen Millimetern und mehreren Metern und bleibt sich selbst bei einer und derselben Schicht nicht immer vollkommen gleich; namentlich nimmt die Schicht nach ihren Rändern zu oft ziemlich gleichmäßig ab.

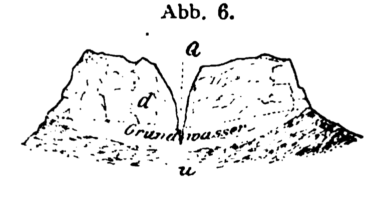
Abb. 5.



Alle mit Hilfe des Wassers auf den Meeres- oder Seebecken abgesetzten Schichten hatten ursprünglich eine horizontale oder nur sehr wenig geneigte Lage. Sie haben aber nur verhältnismäßig selten sich dieselbe bewahrt, vielmehr in den meisten Fällen eine Schichtenstörung erlitten. Die Störung der ursprünglichen Lagerungsform der Schichten offenbart sich entweder durch deren einseitige Aufrichtung, oder durch ihre Biegung, Faltung oder Knickung, sowie durch ihre Zerberstung, Zertrümmerung und Verwerfung. Die Ursache solcher Störungen des Schichtenbaues der Erdkruste ist vor allem in dem Zusammenschub und der Stauchung der oberflächlichen Schichten, sowie in der Senkung und Verschiebung einzelner Teile der Erdrinde, zu suchen.

Ein großer Teil der atmosphärischen Niederschläge dringt auf porösen, rissigen und klüftigen Schichten d (Abb. 5) in größere Tiefe, bis er eine undurchlässige Schichte u antrifft und sich hier ansammelt. Ist die letztere einseitig geneigt und von einem Tale erreicht oder von einem Berggehänge angeschnitten, so dringt hier das Wasser in Form einer Schichtenquelle Q hervor.

Abb. 6.



Wenn die undurchlässige Schicht muldenförmig gestaltet ist, so wird sich das oben eindringende Wasser wie in einer Schüssel ansammeln und wenn die wasserreiche Gebirgsmasse von Tälern und Schluchten durchzogen ist, welche tiefer hinab reichen, als die Ränder der wasserdichten Gesteinsschüssel, so werden die Schluchten die sich anstauenden Wasser anzapfen, wodurch Spaltquellen (Abb. 6) entstehen.

Liegen zwei wasserführende Schichten, zwischen denen eine undurchlässige Schicht lagert, übereinander, so übt bei entsprechender Steigung des Hinterlandes das Tiefengrundwasser gegen die Unterseite der eingelagerten Schichte einen nach oben gerichteten Druck aus.

Im Norden von Königsberg z. B. liegt eine wasserführende Schichte in 10 **m** Tiefe unter einer Decke wasserdichten Schluffs. Sobald diese durchbrochen ist, steigt das Wasser nahe unter und an einzelnen Stellen über die Oberfläche empor, es hat sich eine aufsteigende Quelle gebildet.

[7]) Handb. (3. Aufl.) Kap. I, S. 42 und 53. — Credner. Elemente der Geologie (7. Aufl. Leipzig. 1891) S. 222—224 und S. 315—320.

Andere Beispiele solcher Quellen sind die Quelle der zur Versorgung von Paris dienenden Vanne-Leitung und die Quelle, welche bei Guermanez für die Stadt „Lille" „gefasst" wurde. Die letztere entstammt dem Grundwasser, welches sich in einer sandigen und durchlässigen, von Mergel und Lehm überlagerten Kreideschichte bewegt und an der Fassungsstelle als Quelle zu Tage tritt.[8])

Wenn man wasserführende Schichten, die keine natürlichen Abflüsse besitzen, durch Bohrlöcher abzapft, so entstehen artesische Brunnen. Diese können überall dort erbohrt werden, wo eine mehr oder weniger steil aufgerichtete, namentlich aber eine beckenförmig gelagerte wasserführende Schicht von zwei wasserdichten eingeschlossen ist, welche das Entweichen des Wassers nach oben und unten verhindern (Abb. 7). Wird die obere undurchdringliche Schicht durchbohrt, so steigt das Wasser unter dem Druck einer Wassersäule, welche dem senkrechten Abstand des betreffenden Quellmundes von dem Spiegel des Sickerwassers entspricht, empor und kann sich springbrunnenartig über die Erdoberfläche erheben.

Die Wasser solcher künstlichen aufsteigenden Quellen besitzen, wenn sie aus grosser Tiefe kommen, infolge der in der Richtung nach dem Erdinnern zunehmenden Wärme, eine höhere Temperatur, als diejenige der Umgebung der Quelle und werden dann Thermen genannt.

Alles Quellwasser ist also zu Tage tretendes Grundwasser und bis zu dem Augenblick, in welchem das Wasser den Erdboden verläßt, war das Quellwasser Grundwasser. In der Regel verbindet man mit dem Wort Quelle noch den Begriff deutlich sichtbaren Fließens oder Sprudelns.

Abb. 7.

Der innige Zusammenhang zwischen den Quellen und dem Grundwasser erklärt manche wichtige Eigenschaften der ersteren. Namentlich ist klar, daß, wie bereits erwähnt, die Ergiebigkeit der meisten Quellen erheblichen Schwankungen unterliegen muß, weil die Grundwasserstände solchen Schwankungen ausgesetzt sind. Viele Quellen liefern gerade dann sehr wenig Wasser, wenn während der Sommerzeit der Bedarf an Wasser am größten ist, und selbst durch ausgedehnte Wassermessungen kann man Gewißheit über die Nachhaltigkeit des Ausflusses einer Quelle nicht erlangen. Ferner erkennt man an dem verschiedenartigen Auftreten des Wassers in Rinnen, Bächen oder Strömen die Eigenschaften der unter natürlichem Gefälle fliessenden Quellen.

Durch die Vermittelung von unzähligen, oft unbemerkten Quellchen gelangt der Inhalt der Grundwasserströme in offene Wasserläufe und Seen. So strömen z. B. der Isar die von den blossgelegten Flinzbänken abfliessenden Quellen an zahlreichen Stellen deutlich erkennbar zu.

7. Anwendungen. 1. Die Sammlung des Regenwassers in Cisternen wird in Seestädten mit ungenießbarem Grundwasser und in Gegenden angewandt, wo die Herstellung von Brunnen wegen felsigen Bodens oder aus anderen Gründen

[8]) Vergl. Handb. Kap. VI, S. 222.

mit unüberwindlichen Schwierigkeiten verbunden ist. Die Wassermenge, welche auf diese Weise von den Dächern gewonnen werden kann, beträgt $^6/_{10}$—$^8/_{10}$ der Regenmenge, also z. B. bei 100 **qm** Fläche und 60 **cm** Regenhöhe 36 bis 48 **cbm** jährlich. Trägt man dafür Sorge, daß das beim Beginne des Regens von den Dächern abfliessende Wasser nicht in die Cisterne gelangt und daß der Wasserbehälter stets rein gehalten wird, so läßt sich ein ganz brauchbares Wasser erzielen.

Nimmt man die Größe der Dachfläche zu 150 **qm**, die Anzahl der Bewohner des betreffenden Gebäudes zu 12 an und wird die Cisterne so groß hergestellt, daß sie $^1/_8$ der jährlichen Regenmenge aufnehmen kann, so enthält dieselbe bei 0,6 **m** Regenhöhe und einer Wassergewinnung von $^8/_{10}$ der Jahresmenge in gefülltem Zustande

$$^1/_8 \,.\, 150 \,.\, 0{,}6 \,.\, ^8/_{10} = 9 \text{ cbm} = 9000 \text{ l}.$$

Rechnet man bei sparsamem Verbrauch 20 l für den Kopf und Tag, so enthält die Cisterne Vorrat für

$$\frac{9000}{20 \times 12} = 37\,^1/_2 \text{ Tage}$$

regenloser Zeit.

2. Soll die Größe offener Abzugsgräben [9]) in trocken zu legenden Niederungsländereien berechnet werden, so nimmt man, da eine genaue Ermittelung der abzuführenden Wassermengen wegen der Verschiedenheit der Niederschläge, der Bodenbeschaffenheit und Bodenkultur nicht ausführbar ist, häufig an, daß die Gräben imstande sein müssen, in einem Monat den vierten Teil der jährlichen Niederschlagsmenge abzuführen.

Bedeutet h die durchschnittliche jährliche Niederschlagshöhe in Metern, so ist die durchschnittliche Niederschlagsmenge für ein Hektar gleich 10000 . h **cbm** oder 10000 . h . 1000 l. Die Gräben haben demnach in einem Monat eine Wassermenge in Litern abzuführen von

$$\frac{10000 \,.\, h \,.\, 1000}{4} \text{ oder täglich } \frac{10000 \,.\, h \,.\, 1000}{4 \,.\, 30}$$

$$\text{und in der Sekunde } \frac{10000 \,.\, h \,.\, 1000}{4 \,.\, 30 \,.\, 24 \,.\, 60 \,.\, 60} = 0{,}965 \text{ h}.$$

Dies ergibt hinreichend genau die einfache Regel: Die Wassermenge offener Gräben ist gleich h Sekundenliter für 1 Hektar Grundfläche anzunehmen, wenn h die jährliche Niederschlagshöhe in Meter bedeutet.

3. Der Bestimmung der Menge des Regenwassers, welche städtische Entwässerungskanäle abzuleiten haben [10]), ist die Forderung zugrunde zu legen, daß die vorkommenden Sturzregen ohne Überschwemmung der angeschlossenen Grundstücke abgeführt werden können. Damit das Kanalnetz diesem Zwecke genüge, kommt nicht allein die Stärke des abzuführenden Regens, sondern auch dessen Dauer in Betracht.

Die auf den Boden niederfallende Regenmenge gelangt aber nicht vollständig in die Kanäle, weil ein Teil derselben versickert. Die Verdunstung kommt wegen der kurzen Dauer des Regens weniger in Betracht. Dichtgepflasterte Straßen und Höfe, sowie undurchlässig abgedeckte Dachflächen lassen fast alles Regenwasser, dagegen Gärten, Äcker und bewaldete Flächen je nach ihrer stärkeren oder geringeren

---

[9]) Tolkmitt a. a. O.

[10]) Handb. (3. Aufl.). Kap. VIII, S. 374. — Neueres: Büsing. Die von städtischen Kanälen aufzunehmenden Wassermengen. (Leipzig. 1901).

Neigung und Bodenbeschaffenheit wenig oder nichts abfliessen. Zwischen diesen äußersten Grenzen liegen bekieste Flächen, Spazierwege, Übungsplätze u. s. w.

Beobachtungen haben ergeben, daß von der niedergefallenen Regenmenge zum Abfluß gelangten:

In dem dichtbebauten Kern der Städte	70—90 %
„ den anschließenden neuen Stadtteilen . . .	50—70 „
„ „ Villenvierteln	30—50 „
„ „ Übungsplätzen	10—30 „
„ „ Anlagen und Gartenflächen	5—20 „
„ „ Waldflächen	1—10 „

Während nun das Regenwasser den Weg von der Fallstelle bis zu einem bestimmten Punkte des Kanalnetzes zurücklegt, vergeht eine bestimmte Zeit und wenn diese größer ist, als die Regendauer, so entsteht eine Verzögerung des Abflusses. Man pflegt diesem Umstand durch die Einführung eines „Verzögerungs-Koeffizienten" Rechnung zu tragen.

Auf ähnlichen Grundlagen wie diese Untersuchungen, beruhen die Ermittelungen der größten Wassermengen, welche kleine Brücken ableiten müssen. Ausgangspunkt ist hier Bestimmung der Größe der Niederschlagsgebiete. Die Niederschlagsgebiete werden bekanntlich durch Wasserscheiden begrenzt, d. h. durch Linien, an deren beiden Seiten die wässerigen Niederschläge verschiedenen Wasserläufen zuströmen. Je länger diese letzteren sind, desto größer sind in der Regel die Niederschlagsgebiete.

Die Größen der Niederschlagsgebiete und der Regenhöhen müssen auch beim Entwerfen von Sammelbecken (s. Art. 17) zu Rate gezogen werden.

4. Verdunstung und Versickerung kommen u. a. bei Gräben und Schiffahrtskanälen in Betracht, woselbst sie erhebliche Wasserverluste veranlassen. Die Verluste durch Versickerung sind besonders dann sehr bedeutend, wenn die Gräben u. s. w. in aufgeschüttetem Boden liegen, sie wachsen auch mit der Wassertiefe der Gräben. Dagegen finden bei Gräben und Kanälen in „gewachsenem" Boden, deren Wasserspiegel von dem des Grundwassers wenig abweicht, nur geringe, mitunter gar keine Versickungen statt.[11])

5. Die Höhenlage des Grundwasserspiegels im Innern der Ortschaften übt auf die Gesundheit der Bewohner großen Einfluß aus. Bei zu hohem Stande wird es durch die auflöslichen Stoffe der in jeder Stadt vorhandenen Kulturschichte infizirt und dadurch zur Speisung der Brunnen untauglich. Sinkt es zu tief, so wird die Zersetzung der feucht gebliebenen fäulnißfähigen Bestandteile des Bodens gefördert und durch Entweichen der gebildeten Gase die Beschaffenheit der Außenluft verschlechtert.

So haben Beobachtungen, welche in den Jahren 1868—83 in Paris angestellt wurden, dargelegt, daß hohes Grundwasser gesunden Zeiten entspricht, ungesunde Zeitabschnitte dagegen dem niedrigen Grundwasserstande folgen. Dabei wurde die Sterblichkeit um so größer, je tiefer der Grundwasserspiegel sank. In gleicher Weise hat Pettenkofer nachgewiesen, daß die typhösen Fieber mit dem Fallen des

---

[11]) Für Zahlenangaben vergl. Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) S. 252 und S. 259. (Durchfluß des Wassers durch verschiedene Bodenarten).

Grundwassers beginnen und bei dem tiefsten Stande desselben ihren gefährlichsten Grad erreichten.

Auch bei einer künstlichen Senkung des Grundwassers hat sich Neigung zum Auftreten des Typhus gezeigt. Im Jahre 1866 hatte die Cholera in denjenigen Teilen Londons am meisten gewütet, wo das Grundwasser durch den Bau eines Hauptentwässerungskanals tiefer gelegt worden war.

Aber nicht die Höhe des Grundwassers an sich, sondern das Steigen und Fallen ist es, welches diesen schädlichen Einfluß ausübt. Deshalb ist dahin zu streben, daß der Grundwasserstand in einer Stadt so weit als möglich gleich bleibt.

6. Die Höhenlage des Grundwasserspiegels kommt ferner in Betracht bei landwirtschaftlichen Verbesserungen (Meliorationen). Die anhaltende Nässe des Bodens, welche sich namentlich im Frühjahr geltend macht, erschwert die Bestellung der Grundstücke in hohem Grade. Das nahe unter der Oberfläche stehende Wasser verdunstet und erzeugt dadurch Kälte, welche die Entwickelung der Pflanzen verzögert, weil deren Wurzeln sich nur bis zu dem Grundwasserstande ausdehnen können.

Durch die grosse Nässe wird ferner die wohltätige Einwirkung der Luft auf die Pflanzenwurzeln ausgeschlossen; ebenso können auch die warmen Regen ihre wohltätige Wirkung nicht ausüben. Die schweren, nicht entwässerten Bodenarten werden außerdem nach dem Abgange des Wassers hart, so daß die Pflanzenwurzeln in dem erhärteten Boden sich nicht entfalten können und namentlich bei länger andauernder Dürre verkümmern. Endlich kann die Verwertung des Düngers nur bei Zutritt der Luft geschehen, daher der geringe Nutzen desselben, sobald das Grundwasser nahe unter der Oberfläche steht.

Die zu erstrebenden Abstände zwischen dem Grundwasserspiegel und der Oberfläche des Geländes sind bei Wiesen während des Graswuchses 0,3 bis 0,5 **m**, bei Ackerland 0,6 bis 1,0 **m** und bei kurz dauernden Anschwellungen 0,2 bis 0,3 **m** höher.

7. In Niederungen, von welchen das Wasser der Flüsse durch Erddämme (Deiche) abgehalten wird, tritt bei andauerndem Hochwasser oft eine Anstauung des Grundwassers ein (siehe S. 10) und bringt große Übelstände mit sich.

Aus dem durchlässigen Untergrunde steigt Grundwasser als Quellwasser oder Kuverwasser auf, dessen Menge um so größer wird, je bedeutender der Höhenunterschied zwischen Außen- und Binnenwasser, je durchlassender die obere, den Sandboden bedeckende Alluvionsschichte ist und je mehr Löcher und Gräben sich finden, welche bis in den sandigen Untergrund hinabreichen.

Das magere Quellwasser, dem durch die Bodenfiltration alle fruchtbaren Stoffe entzogen wurden, laugt die Grundstücke aus, indem es von unten nach oben sich bewegt. Das Wasser bedeckt bald alle niederen Flächen in weiter Ausdehnung und auf längere Zeit, wodurch beim Eintritt warmer Witterung die jungen Saaten leicht vollständig zugrunde gehen.

8. Daß die Art der Gründung vieler Bauwerke und die Ausführung der Gründungen durch den Grundwasserstand beeinflußt wird, dürfte bekannt sein. Von hervorragender Wichtigkeit ist das Vorkommen, die Beschaffenheit und die Bewegung des Grundwassers für die Wasserversorgung der Ortschaften. Wie das Grundwasser für diesen Zweck gewonnen wird, soll im folgenden Abschnitt erörtert werden.

Zweiter Abschnitt.

Quellfassungen und Brunnen.

---

8. Einleitung. Die Art und Weise, in welcher die Quellen und das Grundwasser in der Natur vorkommen, entspricht nur sehr selten den Bedürfnissen der Menschen. Selbst wenn es sich bei den Quellen um den Gebrauch sehr kleiner Wassermengen seitens eines Wanderers handelt, ist es zweckmäßig, den Ausfluß des Wassers derart zu regeln, daß das Schöpfen erleichtert wird. Hierdurch entstehen die einfachsten sogenannten Quellfassungen.

Die Benutzung des im Naturzustande unzugänglichen Grundwassers läßt sich für untergeordnete Zwecke, z. B. für das Tränken von Vieh, mitunter durch Ausheben einer Grube ermöglichen. Wenn aber das Wasser einigermaßen rein und kühl erhalten werden soll, muß ein mit seinem unteren Teile im Grundwasser stehender standsicherer Behälter, ein Brunnen, erbaut werden und die Höhenlage des Grundwassers macht es fast immer erforderlich, Vorkehrungen zum Heben desselben zu treffen. Hierbei ist an die Stelle des malerischen Ziehbrunnens meistenteils der Pumpbrunnen getreten, bei welchem das Wasser durch eine Saugpumpe, an die sich ein Saugrohr schliesst, in bekannter Weise gehoben wird. Auf diese Weise sind zunächst die Hausbrunnen entstanden.

Wenn aus einem solchen Brunnen Wasser entnommen ist, quillt das Grundwasser unter der Einwirkung des äußeren Wasserdrucks aus der Brunnensohle, bis der Wasserstand im Innern des Brunnens die Höhe des Grundwasserstandes wieder erreicht hat.

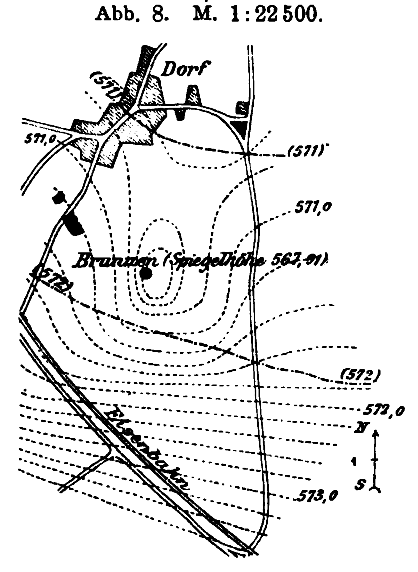
Für einzelne Wohnungen genügen jene einfachen Quellfassungen und Hausbrunnen, die Versorgung der Ortschaften mit Wasser bringt höhere Anforderungen mit sich und die dann erforderliche massenhafte Gewinnung und die Verteilung des Wassers gestaltet sich nicht selten zu einer schwierigen Aufgabe; es entstehen so genannte Wasserwerke. Diese lassen sich nur auf Grund sorgfältiger Vorarbeiten mit Erfolg entwerfen und ausführen.

Ein wesentlicher Teil dieser Vorarbeiten ist die Ermittelung eines guten Platzes für die Wassergewinnung, besonders wenn die Verwendung von Grundwasser ins Auge gefaßt wird. Dabei sind vor allem anderen die geognostischen Verhältnisse der Gegend zu untersuchen, weil man aus diesen mit ziemlicher Sicherheit die Lage der Grundstücke entnehmen kann, bei welchen reichliches Grundwasser in erreichbaren Tiefen angezeigt ist. Für die so ausfindig gemachten Grundflächen werden die Schichtenpläne des Grundwassers (S. 7) ermittelt und aus diesen die Gefälle und die Richtungen der Bewegung derselben. Messungen der Geschwindigkeit des

Grundwassers (S. 9) sind gleichfalls zu empfehlen, es darf indessen nicht unberücksichtigt bleiben, dass diese in der Regel mit der Tiefe abnimmt.

Mittels der bei Vermessung des Schichtenplans unentbehrlichen Erdbohrungen[12]), zu welchen 3 bis 5 cm weite sogenannte Futterrohre verwendet zu werden pflegen, gewinnt man auch Proben der durchlässigen Bodenarten, insoweit es nicht ausführbar ist, sie aus gegrabenen Vertiefungen zu entnehmen. Diese Proben werden bezüglich der Korngröße ihrer Bestandteile eingehend geprüft, ferner ist festzustellen, wie viel Wasser sie in feuchtem Zustande zurückhalten, denn nur der Überschuß kann zum Abfluß gelangen. Zu diesem Zwecke füllt man beispielsweise bei dem einzelnen, aber oft zu wiederholenden Versuch einen oben offenen Cylinder, dessen Boden durchlöchert ist, mit einer Bodenprobe von bestimmter Größe und tränkt dieselbe so lange mit Wasser, bis es unten auszutreten beginnt. Der so durchnäßte Boden wird dann in ein Gefäß mit bekanntem Inhalt gefüllt, hierauf bestimmt man die Wassermenge, welche zur vollständigen Ausfüllung der Poren erforderlich ist. Auf diese Weise trägt man annähernd dem wirklichen Vorgange Rechnung, bei welchem stets eine bestimmte Wassermenge an der Oberfläche der einzelnen Körner zurückgehalten wird. Durch diese Versuche ermittelt man also den Grad der Durchlässigkeit des untersuchten Bodens und aus dieser, dem Gefälle des Grundwassers und der Größe des wasserhaltenden Querschnitts läßt sich die Ergiebigkeit des unterirdischen Wasserlaufs näherungsweise berechnen. Man vergleiche hierzu Art. 14. Bei den genannten Versuchen müßte übrigens den Proben die Dichtigkeit des gewachsenen Bodens gegeben werden, was nicht leicht sein dürfte.

Abb. 8. M. 1:22500.



Ferner sind Pumpversuche anzustellen, zuerst kleinere, indem man in die Futterrohre der Bohrlöcher das Saugrohr einer kleinen Pumpe leitet, dann ausgedehnte mit Hülfe eines großen Versuchsbrunnens. Schon die ersteren ermöglichen den Grad der Reinheit des Grundwassers der oberen Schicht durch chemische Untersuchungen zu erkunden. In der Umgebung des eigentlichen Versuchsbrunnens werden zahlreiche Standrohre versenkt, in welchen die Grundwasserstände gemessen werden, die sich während des Pumpens einstellen. Hierbei gestalten sich die in verschiedenen Richtungen aufgenommenen Höhenpläne des Grundwassers annähernd parabelförmig und der Schichtenplan des Grundwassers erleidet eine erhebliche Veränderung. Abb. 8 bringt einen solchen Schichtenplan; zwei Schichtenlinien des Naturzustandes sind darin durch strichpunktierte Linien und eingeklammerte Höhenzahlen angedeutet. Der Nutzen dieser Versuche besteht hauptsächlich darin, daß man die Ausdehnung des Bereichs einigermaßen findet, welches ein Brunnen von bestimmter Art und Größe bei bestimmter Absenkung des Wasserspiegels zu beherrschen imstande ist.

[12]) Eine kurze Besprechung der Erdbohrung findet man Handb. (3. Aufl.) Erster Band. Abteilung 3. Der Grundbau, S. 6 u. ff.

Man darf indessen nicht übersehen, daß durch die besprochenen Arbeiten sich nur die zeitige Ergiebigkeit des Grundwasserlaufs mit einiger Sicherheit ermitteln läßt. Die zur Verfügung stehende Zeit wird in der Regel nicht gestatten, den natürlichen Schwankungen des Grundwasserstandes (S. 8), welche einen großen Einfluß auf die Ergebnisse der besprochenen Untersuchungen haben, vollständig Rechnung zu tragen. Die dauernde Leistungsfähigkeit einer Wassergewinnungsanlage läßt sich schon aus diesem Grunde nur einschätzen.[13])

Beim Entwerfen der Bauwerke für die Grundwassergewinnung kommen Brunnen in erster Linie in Frage, zumal durch diese das Wasser auch in größeren Tiefen erreichbar ist. Nur ausnahmsweise sind die örtlichen Verhältnisse derart, daß Bauwerke, welche sich im wesentlichen horizontal erstrecken, den Vorzug verdienen und noch seltener kann man offene Gräben verwenden.

Anders als in den jüngsten Formationen gestaltet sich die Wassergewinnung bei fließenden Quellen. Bei diesen handelt es sich meistenteils um eine weitere Ausbildung der oben erwähnten einfachen Quellfassungen, es kommt aber auch vor, daß die unterirdischen Gewässer durch bergmännisch hergestellte Stollen erschlossen werden müssen.

Da, wo die genannten Mittel versagen, ist man auf Benutzung des Wassers der Bäche und Flüsse, mitunter auch der Süßwasserseen (Landseen) und künstlich hergestellter Sammelbecken angewiesen; man pflegt aber dann nicht von einer Gewinnung, sondern von einer Entnahme des Wassers zu sprechen, und die baulichen Anlagen gestalten sich vergleichsweise einfach. Das entnommene Wasser ist aber oft nicht so rein, wie es der Wasserversorgung der Ortschaften entspricht, dann sind für die Reinigung des Wassers besondere Bauwerke herzustellen. Das kommt übrigens auch bei Grundwassergewinnung vor, wenn das Wasser soviel Eisen enthält, daß eine „Enteisenung" erforderlich ist.

Die Aufgaben der Wassergewinnung und Wasserentnahme sind nicht nur für die Ortschaften von Bedeutung, sie sind auch für die Bewässerung der Ländereien sehr wichtig. Die baulichen Anlagen sind im wesentlichen die im Vorstehenden namhaft gemachten, sie werden aber dadurch vereinfacht, daß eine Reinigung des Wassers nicht erforderlich ist. Man kann bekanntlich selbst das in den Ortschaften verbrauchte Wasser, das sogenannte Abwasser, mit Erfolg bei jenen Bewässerungen verwenden.

Von der grossen Menge der hier aufgezählten Ausführungen kann im Nachstehenden nur ein kleiner Teil einigermaßen eingehend besprochen werden. Hierzu eignen sich außer den Quellfassungen hauptsächlich die Brunnen. Es soll nach Erörterungen ihrer drei Hauptarten (Hausbrunnen, große Kesselbrunnen, Rohrbrunnen) die Kuppelung der Brunnen und ihre Ergiebigkeit vorgeführt werden, um am Schlusse dieses Abschnitts einige Punkte, welche bei den sonstigen Anlagen für Wassergewinnung und Wasserentnahme bemerkenswert sind, kurz zu besprechen.

9. Quellfassungen.[14]) Die einfachste Fassung einer Quelle entsteht, wenn man an der Stelle, wo die Quelle zu Tage tritt, eine senkrechte Wand mit Auslaufrohr und einer Schale darunter herstellt. In den meisten Fällen soll jedoch das Quell-

---

[13]) Näheres über allgemeine Gesichtspunkte für die Gewinnung von Grundwasser s. Handb. (3. Aufl.) Kap. VI, S. 194.

[14]) Handb. (3. Aufl.) Kap. VI, S. 193, 221, 225.

wasser einer Leitung übergeben werden, dann wird es zunächst in einen Sammelbehälter geleitet. Hierzu genügen mitunter offene Kästen, mit welchen die Quelle eingeschlossen wird. Versieht man den Sammelraum mit Umfassungsmauern und einer Überdeckung, dann entsteht eine Brunnenstube oder Brunnenkammer. Nachdem die Quellen durch Entfernung der lockeren Massen, welche sich gewöhnlich über und vor den wassergebenden Schichten befinden, möglichst freigelegt wurden, sind bei der Ausführung solcher Bauwerke folgende Gesichtspunkte zu berücksichtigen:

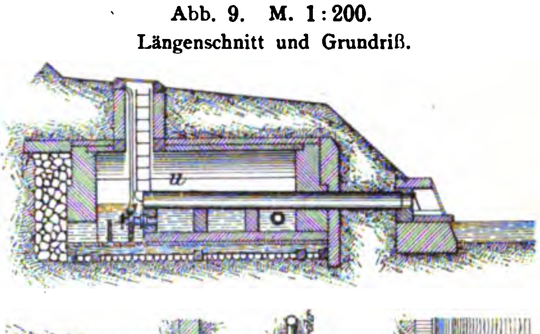
Wenn die Quelle von unten her zutage tritt, so bedarf es keiner besonderen Mittel zum Abfangen des Wassers. Liegt sie dagegen an einem Abhange, so dient zu ihrem Abfangen eine wasserdicht hergestellte und an geeigneten Stellen mit Öffnungen versehene Wand.

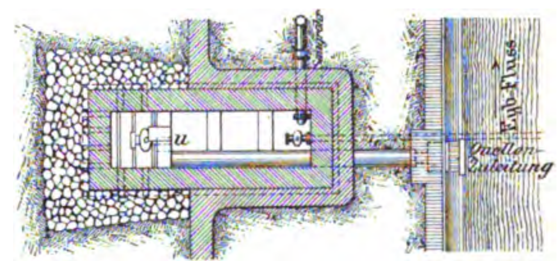
Die Umfassungen der Brunnenstube umgeben die aufsteigende Quelle, bei den aus Abhängen tretenden Quellen schliessen sie sich an die erwähnte Wand an. Der so entstandene Behälter, welcher den Ausgangspunkt für die Leitung bildet, hält den etwa mitgeführten Sand zurück und wird mit einer Vorrichtung zum Lüften, sowie nötigenfalls mit einem Entleerungsrohr und Überlauf, in einzelnen Fällen auch mit besonderen Reinigungsanlagen versehen.

Die Überdeckung der Brunnenstube ist erforderlich, um Frost, Sonnenschein und Verunreinigungen von dem gesammelten Wasser fern zu halten.

Die Brunnenstube muß entweder seitlich oder von oben her zugänglich sein, damit dieselbe nachgesehen, ausgebessert und gereinigt werden kann.

Abb. 9. M. 1:200.
Längenschnitt und Grundriß.





Als Beispiel einer Brunnenstube diene die Quellfassung im Eyb-Tale. (Abb. 9). Da die wasserführenden Schichten hier aus feinem Triebsande bestehen, mußten folgende besondere Vorrichtungen zur Abhaltung des Sandes von dem Saugrohre des Pumpwerks getroffen werden. Aus der links befindlichen kleineren Abteilung der gemauerten und überwölbten Brunnenstube fließt das Wasser durch ein kurzes verschließbares Rohr zunächt in die rechts befindliche größere Abteilung und sodann über einige in dieser angebrachte Quermauern. Hierbei findet eine Ausscheidung der feineren Sandteile statt. In die genannte Abteilung ergießt sich auch ein unter dem Eyb-Flusse hindurch geführtes Rohr, welches das Wasser der am rechten Ufer befindlichen Quellfassungen der Brunnenstube zuführt. Ein Überlaufrohr *u* mündet in den genannten Fluß.

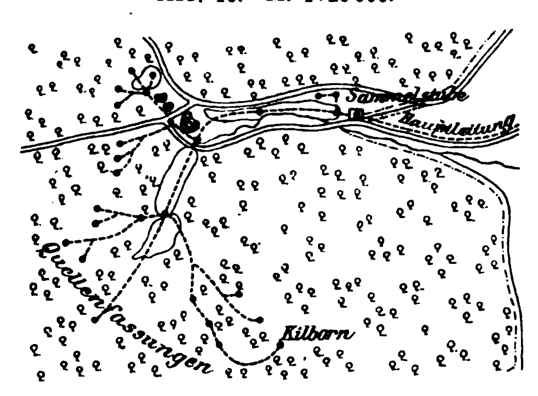
Bei größeren Anlagen treten die Quellfassungen in Gruppen auf, indem die einzelnen Leitungen sich nach und nach miteinander vereinigen und schließlich an einer Stelle zusammengeführt werden. Jene Vereinigungen können durch kleine

gemauerte Behälter bewerkstelligt werden, während an der Vereinigungsstelle eine Sammelstube, in welcher die Hauptleitung anfängt, entsteht.

Von den Quellfassungen im Wermingsertale bei Iserlohn ist in Abbildung 10 ein Teil des Lageplans gegeben. Um die Quellen dieses Tales vollständig zu erschließen, hat man dieselben zum Teil durch Herstellung von Einschnitten in dem mit Geröllе vermischten Lehmboden bis an die Felsen verfolgt.

Die zur Fassung einer Quelle vorgenommenen Arbeiten führen meistens eine Erleichterung des Abflusses der speisenden Wasseradern und Wasserschichten herbei, wodurch unter Umständen eine Vermehrung der Ergiebigkeit eintreten kann. So hat man an den Wiesbadener Anlagen beobachtet, dass die Ergiebigkeit einiger Quellfassungen um etwa ein Drittel höher ist, als diejenige der entsprechenden natürlichen Quellen. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß durch die Erleichterung des Abflusses auch eine Senkung des oberhalb der Quellenmündung liegenden Wasserspiegels und somit eine Verminderung der im Gebirge aufgespeicherten Wassermenge erfolgen muß. Da aber in trockenen Zeiten die Quellen ausschließlich aus den vorhandenen Vorräten gespeist werden, so bringt eine den Abfluß erleichternde Fassung stets eine Vergrößerung der Ergiebigkeitsschwankungen mit sich. So geht z. B. die Ergiebigkeit der Quelle zu Armentières, die gewöhnlich 200—300 **sl** liefert und deren größte Wassermenge über 1100 **sl** beträgt, in trockenen Zeiten bis auf 37 **sl** zurück.

Abb. 10. M. 1:20000.



Die Ergiebigkeit der zur Versorgung von Wiesbaden nutzbar gemachten Pfaffenbornquellen beträgt 103 bis 8 **sl**, die der Quellen des Wasserwerks der Stadt Freiburg i. B. 140 bis 70 **sl**; diejenigen des Dhuis ergeben 460 bis 197 **sl** und die Wassermenge der mächtigen Quelle der Sorgue bei Vaucluse schwankt zwischen 120 und 5,5 **cbm** in der Sekunde.

Manche Quellen versiegen in trockenen Zeiten vollständig, obwohl sie von einem ausgedehnten Niederschlagsgebiet versorgt werden. Dies hat seinen Grund in einer zu geringen Mächtigkeit des Grundwasserträgers, dessen Wassergehalt zu klein ist, um über die Zeit der mangelnden Niederschläge hinwegzuhelfen. Jedenfalls geht aus den angeführten Beispielen und den sonst gemachten Erfahrungen hervor, daß man die Erwartung, es werde ein Quellengebiet auch in trockenen Zeiten eine bestimmte Wassermenge liefern, erst auf Grund langjähriger und sicherer Beobachtungen aussprechen kann.

Bildet die gefasste Quelle nicht den einzigen Ausgangspunkt des unterirdischen Wasserlaufs und sind die übrigen Abflüsse nicht durch Quellfassungen zu gewinnen, so kann dies durch eine Verbindung der Quellfassung mit Sammelstollen oder Sickerschlitzen erreicht werden.

Unterirdische Wasserstuben von grosser Ausdehnung werden Wasserschlösser genannt. Bei Herstellung des Wasserschlosses der Wiener Hochleitung

wurde der zerklüftete Kalksteinfelsen auf einer Fläche von 260 qm unter großen Schwierigkeiten weggesprengt.

10. Brunnen, insbesondere Hausbrunnen. [15]) Die Brunnen lassen sich nach der Art ihrer Benutzung unterscheiden, je nachdem diese eine häufig unterbrochene, oder eine dauernde ist. Brunnen der erstgenannten Art, aus denen die jeweilige Entnahme gewöhnlich nur in kleinen Mengen stattfindet, bezeichnet man als Hausbrunnen, die letzteren dagegen als Wasserwerksbrunnen. Jene sind meistens Flachbrunnen, deren Sohle in mäßiger Tiefe unter dem Wasserspiegel liegt; diese dagegen Tiefbrunnen.

Bei Brunnen mit ansehnlichem Durchmesser nennt man den unteren Teil den Kessel. Hausbrunnen sind fast immer Kesselbrunnen, Wasserwerksbrunnen sind entweder Kesselbrunnen oder Rohrbrunnen.

Eine andere Unterscheidung ergibt sich aus der Art der verwendeten Baustoffe. Meistens verwendet man Stein und Eisen, Holz nur selten. Zu den Ausnahmen gehört auch der Fall, daß ein Brunnen ohne Mantel in gut stehendem Boden oder natürlichem Gestein hergestellt werden kann. Unterabteilungen ergeben sich aus der Beschaffenheit der Wandungen, insofern diese entweder wasserdicht oder Wasser durchlassend hergestellt werden können. In erstgenanntem Falle erfolgt der Eintritt des Wassers aus der gar nicht oder nur schwach befestigten Sohle, im zweiten von der Seite her durch Öffnungen in der Wandung (dem Mantel); mitunter findet beides statt.

Den verschiedenen Arten von Brunnen ist gemeinsam, daß ihr Körper ein hohler Cylinder ist, weil er in dieser Form dem von allen Seiten auf ihn einwirkenden Erddruck und dem Wasserdruck am besten zu widerstehen vermag.

Damit das Brunnenwasser nicht durch Schmutz und Staub verunreinigt wird, ferner der Sicherheit wegen, ist eine Abdeckung der Brunnen erforderlich. Dieselbe kann aus Holz oder Eisen, auch als ein Backsteingewölbe hergestellt werden.

Die gewöhnlichen Hausbrunnen bestehen in der Regel aus einem senkrechten gemauerten Schacht, der sich 0,5 bis 1 m unter den niedrigsten Grundwasserstand erstreckt. Eine Holzbekleidung kommt nur in Gegenden mit billigen Holzpreisen noch vor. Die Verwendung von Holz zu Brunnenwandungen ist, wenn das Wasser Genußzwecken dienen soll, nicht zu empfehlen, weil sich an dem Holze, namentlich in der Gegend des wechselnden Wasserspiegels, Algen und Schimmelpilze ansetzen, welche zahlreichen Kleinwesen als Nährboden dienen und die Beschaffenheit des Wassers sehr beeinträchtigen.

Die gemauerten Brunnen zerfallen, wie gesagt, in solche mit dichtem und in solche mit durchlässigem Mantel. Trockenmauerwerk, dessen Fugen offen bleiben, kommt nur bei den einfachsten Anlagen vor und hat den Nachteil, daß die Vertiefungen der rauhen Oberfläche und die Fugen zu Herden für zahlreiche, das Wasser verschlechternde organische Bestandteile werden.

Am häufigsten wird der Brunnenmantel aus Backsteinmauerwerk hergestellt. Die Backsteine sind alsdann in der Regel keilförmig, sogenannte Brunnensteine, und werden am besten in Cement-, Traß- oder einem anderen hydraulischen Mörtel,

---

[15]) Handb. (3. Aufl.) Kap. VI, S. 242—247.

vielfach aber nur in Kalkmörtel verlegt. Seit einigen Jahren sind Formstücke aus Cementbeton üblich und zwar in Gestalt ringförmiger Trommeln, welche bei etwa 10 cm Wandstärke in Weiten bis zu 2 m und in Höhen von 1 m und mehr aus einem Stück hergestellt werden und ihrer Glätte wegen empfehlenswert sind.

Infolge der unterbrochenen Benutzung des Brunnens bildet sich im Kessel desselben ein Wasservorrat, welcher Raum beansprucht. Ebenso ist für Platz für die Arbeiter, welche den Brunnen ausführen, zu sorgen. Aus diesen Gründen beträgt der Durchmesser der Hausbrunnen gewöhnlich 1 bis 1,5 m. Diese Weite ermöglicht die Aushebung des Bodens durch Ausgrabung oder Baggerung, sowie die Besteigung des Brunnens und die Reinigung des Kessels.

Die Ausführung des Brunnens geschieht nämlich entweder durch Aushub des Bodens bis zur ganzen Tiefe unter Trockenhaltung der Baugrube mittelst Wasserschöpfung oder durch Senkung. Die Wahl zwischen diesen beiden Herstellungsarten ist je nach der Bodenbeschaffenheit, der Höhenlage des Grundwassers und nach der beabsichtigten Brunnentiefe zu treffen.

Bei der Ausführung in einer wasserfrei gehaltenen Baugrube handelt es sich zunächst um Herstellung eines Schachtes, welcher gegen den Erddruck durch Absteifung gesichert wird. Eine solche Ausführung, die mit Rücksicht auf den Kostenpunkt nur bei mäßigem Wasserzudrang und nicht zu großer Tiefe unter dem Grundwasserspiegel zu empfehlen ist, hat den Vorteil, dass mit der fortschreitenden Aufmauerung des Mantels die Hinterfüllung desselben sorgfältig vorgenommen werden kann.

Soll der Brunnen durch Senken hergestellt werden, so wird die Baugrube bis auf den Grundwasserstand oder bis in mäßige Tiefe unter demselben hinabgeführt. Alsdann beginnt man mit der Aufmauerung des Brunnenkörpers und mit der Versenkung desselben in die wasserführende Schichte. Dabei erhält der Mantel des Brunnens stets eine ringförmige Unterlage, den sogenannten Brunnenkranz oder Brunnenschling, welcher den Zusammenhang des Mauerwerks während des Senkens sichert.

Der Brunnenkranz wird aus mindestens zwei Bohlenlagen mit oder ohne Eisenverstärkung hergestellt. Gewöhnlich ist die Breite des Kranzes gleich derjenigen des Mauerwerks.

Das Niedersinken des Brunnens ist die Folge der Entfernung des Bodens unter dem Brunnenkranze, welche durch einfaches Ausgraben vorgenommen wird, so lange das Wasser noch ausgeschöpft oder ausgepumpt werden kann und ein Ausspülen der Fugen beim Zudringen desselben nicht zu befürchten ist. Besteht jedoch der Boden aus sehr feinem Sande, so ist ein Senken unter Anwendung von Wasserschöpfung fast immer ohne Erfolg, weil die in den Brunnen eindringenden Wasserfäden den feinen Sand von außen in den Kessel treiben; hierdurch wird der infolge der Aushebung entstandene Raum sofort wieder ausgefüllt. Alsdann sind die im folgenden Artikel besprochenen Hilfsmittel erforderlich.

Steht das Grundwasser nur wenig unter der Bodenoberfläche und ist es in seinen oberen Schichten verunreinigt, so bietet eine tiefere Absenkung des herzustellenden Brunnens die Möglichkeit, das Wasser aus den unteren Schichten zu beziehen, in denen es von besserer Beschaffenheit zu sein pflegt. Zu diesem Zweck empfiehlt es sich, die Außenseite des Mantels mit einem 0,3 m starken Tonschlage zu versehen, der bis etwa 1 m unter den niedrigsten Grundwasserstand reicht.

Auf ähnliche Weise läßt sich ein vorhandener Brunnen verbessern, dessen Wasser in der bezeichneten Weise verunreinigt wird, indem man den Mantel von außen durch Putz oder Tonschlag dichtet und den Brunnen alsdann vertieft. Letzteres kann geschehen durch Versenkung eines Cylinders aus Cementbeton oder besser durch Eintreiben von Rohren in die Sohle des Brunnens, welche oben mit einer an das Mauerwerk des Kessels anschließenden Betonschüttung umgeben werden.

Es ist übrigens zu beachten, daß eine Dichtung des Brunnens behufs Fernhaltung unreinen Wassers nur bei Hausbrunnen mit geschlossenen Wandungen am Platze ist. Bei diesen hat das obere, unreine Wasser während der kurzen Dauer des Pumpens nicht Zeit nach der Sohle des Brunnens zu gelangen, was bei Brunnen mit ununterbrochenem Betrieb unfehlbar der Fall sein würde.

11. Grosse Kesselbrunnen.[16]) Bei den Wasserwerksbrunnen handelt es sich um einen andauernden Betrieb, der sich mindestens auf den größeren Teil des Tages erstreckt, und um die Gewinnung großer, in besonderen Behältern aufzuspeichernder Wassermengen. Man erreicht letzteres hauptsächlich dadurch, daß der Brunnen auf größere Tiefe hinabgeführt wird, weil ihn alsdann mehr wasserführende Schichten speisen. Aber auch durch Vergrößerung des Durchmessers des Brunnenmantels, sowie in der Regel durch Anwendung durchbrochener Wandungen kann die erforderliche größere Wassermenge gewonnen werden.

Dabei sind Brunnen, welche zur Versorgung von Ortschaften dienen und aus einer in der Nähe der Oberfläche liegenden wasserführenden Schicht gespeist werden, nur an solchen Stellen anzulegen, an welchen das Eindringen von Verunreinigungen in den Boden in weiter Umgebung ausgeschlossen ist.

Bei Herstellung der Brunnen kommen Backsteine und Gußeisen zur Verwendung. In beiden Fällen erfolgt die Ausführung durch Baggerung, welche sich bei den hier meistens in Frage kommenden lockeren Bodenarten und mäßiger Weite des Kessels auf die Mitte des Brunnens beschränken kann. Nur wenn dieser anfangen sollte, nach einer Seite überzuhängen, ist die Aushebung mehr auf der gegenüber liegenden Seite vorzunehmen.

Zur Ausbaggerung eignet sich für geringe Tiefen der schaufelähnliche Stielbagger, für größere der einfache bezw. doppelte Sackbagger oder Sackbohrer, sowie die indische Schaufel. Unter Umständen kann man auch eine nach Art der Injektoren wirkende Vorrichtung benutzen, mittelst welcher der Sand durch Anwendung von Druckwasser halbflüssig gefördert wird.

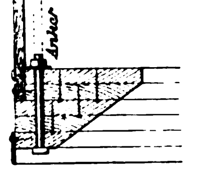
Gemauerte Wasserwerksbrunnen mit dichten Wandungen pflegen Durchmesser von 3 bis 6 **m** zu erhalten. Ihre Wandstärke würde nur sehr gering ausfallen, wenn man sie nach dem Drucke berechnen wollte, den das umgebende Erdreich auf den fertigen Brunnen ausübt. Da aber bei der Ausführung einseitig wirkende und deshalb stärkere Beanspruchung hervorrufende Seitenkräfte auftreten, und der Brunnen entweder ein zum Herabsinken ausreichendes Gewicht besitzen oder imstande sein muß, eine zur Beförderung des Senkens nötigenfalls aufgebrachte Belastung mit Sicherheit zu tragen, so wird die Brunnenwand selten schwächer als ein Stein hergestellt. Die gemauerten Brunnen für die Mannheimer Wasserleitung besitzen bei 3 **m** Weite und 11 **m** Tiefe jene Stärke.

---

[16]) Handb. (3. Aufl.) Kap. VI, S. 245—252.

Aus einem Vergleich der Wandstärken s ausgeführter Brunnen mit ihrem Durchmesser d hat man die Formel $s = 0{,}1\,d + 0{,}1$ m abgeleitet. Die hiernach ermittelten Stärken sind unter Berücksichtigung der normalen Backsteinmaße zu vergrößern oder zu verkleinern. Es kommt aber auch auf die Beschaffenheit der durchfahrenen Erdschichten an; je mehr Reibung diese verursachen, desto schwerer, somit stärker, sollte der zu senkende Brunnenmantel sein.

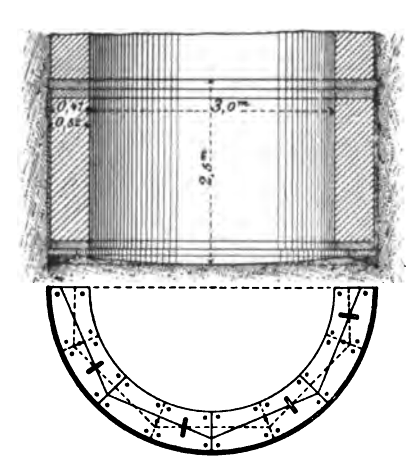
Abb. 11 und 12. M. 1:25.



Beim Aufmauern des Brunnens pflegt man scharf gebrannte Backsteine und Cement zu verwenden. Man bewerkstelligt dasselbe in der Regel in verschiedenen, dem Fortschreiten des Senkens entsprechenden Absätzen.

Besondere Sorgfalt erfordert die Herstellung des untersten Teils des Brunnens. Um sein Eindringen in den Boden zu erleichtern, gibt man dem Brunnenkranz einen trapezförmigen Querschnitt und umgürtet denselben mit einem eisernen Reifen (Abb. 11), macht ihn auch wohl ganz aus Eisen (Abb. 12). Bei sehr starken Wandungen kann die Breite des Kranzes etwas kleiner sein, als die Wandstärke des Brunnens, dann wird das Mauerwerk in verminderter Breite begonnen und durch Auskragen auf das volle Maß gebracht. Es ist ferner zweckmäßig, den Brunnenkranz mit dem Mauerwerk fest zu verbinden. Dies geschieht durch vier oder mehr lotrechte Anker von mäßiger Länge. Dieselben bestehen aus Rundeisen von 2 bis 4 cm Stärke, sie werden am Kranz durch Splinte oder Schrauben befestigt und beim Hochführen des Mantels vermauert.

Abb. 13. M. 1:100.
Lotrechter Schnitt und halber Grundriß eines Brunnenkranzes.



Wenn die Bodenuntersuchungen ergeben, daß im Untergrunde größere Steine oder dergleichen vorkommen, werden die Anker am besten durch das ganze Mauerwerk des Brunnens und darüber noch hinaus geführt, sie endigen dann in Schrauben, deren Muttern ihre Stützpunkte auf einem festen über dem Brunnen erbauten Gerüst finden, und durch Drehung der Muttern folgt der auf diese Weise aufgehängte Brunnen dem Fortschreiten der Senkung nach und nach. Dann lassen sich jene Hindernisse, nötigenfalls durch Taucher, ohne Gefahr beseitigen.

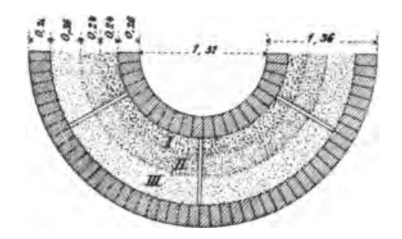
Drittens muß auf Verminderung der Reibung, welche zwischen dem Brunnen und dem Erdreich entsteht, Bedacht genommen werden. Zu diesem Zweck wird die Außenseite des Brunnenmauerwerkes mit Cement verputzt. Man kann aber auch eine tonnenartige Umhüllung des unteren Teils des Brunnens anwenden, s. Abb. 13.

Bei Anwendung von Backsteinmauerwerk werden durchlässige Wandungen gemauerter Kesselbrunnen entweder aus Lochsteinen oder durch teilweise

Ausführung des Mauerwerks mit offenen Stoßfugen hergestellt. Letzteres geschieht meistens in der Art, daß einzelne Ringe aus dichtem mit solchen aus durchlässigem Mauerwerk abwechseln. Doch kann die Ausführung auch in ganzer Höhe der wassergebenden Schichte durchlässig erfolgen, wenn die Lagerfugen guten Mörtel erhalten und das Absenken erst nach ausreichender Erhärtung desselben vorgenommen wird.

Ist der Grundwasserträger von grobkörniger Beschaffenheit, so bedarf es keiner besonderen Vorkehrungen, um das Eindringen von Sand in die Fugen zu verhindern. Diese sind jedoch erforderlich, wenn der Brunnen das Wasser aus Schichten entnimmt, welche auschließlich oder zum Teil feinen Sand enthalten. Solche Vorkehrungen bestehen in der Anordnung von Schichten verschiedener Korngröße, welche den Brunnen dergestalt umgeben, daß die feinkörnige Schichte dem Grundwasserträger zugekehrt ist.

Abb. 14. M. 1:75.
Halber Grundriß.



Brunnen mit derartig geschützten Wandungen heißen Filterbrunnen, eine Bezeichnung, welche jedoch nicht ganz zutreffend ist, weil es sich nicht um das Reinigen des Wassers durch Filterung, sondern nur um Fernhaltung feinen Sandes handelt. Solche Brunnen wurden zuerst von Gill in der in Abb. 14 dargestellten Anordnung ausgeführt; daselbst bezeichnen die Zahlen I, II u. III groben, mittelfeinen und feinen Kies.

Es sei hier erwähnt, daß die Reinigung des Wassers durch horizontale Filterschichten erfolgt bei langsamem Durchsickern desselben durch ziemlich feinen Sand. Weil die zwischen den Körnern einer solchen Sandschichte vorhandenen, gewundenen Kanäle so eng sind, daß sie beispielsweise bei einer Größe der Körner von 1/3 **mm** Durchmesser nur Kügelchen von 1/20 **mm** Durchmesser den Durchgang gestatten, so werden alle Körper, welche ein gewisses, sehr kleines Maß überschreiten, von dem Sande zurückbehalten.

Hierdurch bildet sich über der Sandschichte alsbald eine aus feinen Pflanzenfasern, den Überresten von Wassertierchen und den schwebenden Sinkstoffen des Wassers bestehende Decke, welche in noch höherem Grade reinigend wirkt, als jene und schließlich auch die kleinsten im Wasser vorkommenden Körperteilchen zurückhält. Unter der oberen Schicht befinden sich gröbere Sandschichten mit nach unten zunehmenden Korngrößen, diese haben keinen Einfluß auf den Vorgang des Filterns, sondern nur den Zweck, die oberste Schicht zu stützen.

Auch eine durchlässige Sohle der gemauerten Brunnen kann ebenso wie deren Wandung gegen sehr feinen Sand dadurch geschützt werden, daß Filterschichten von immer größerer Korngröße aufgebracht werden. Doch empfiehlt es sich, diese Schichten nicht zu schwach zu nehmen, weil es schwer ist, dünne Schichten unter Wasser einzuebnen. Ferner ist das Mundstück des Saugrohrs nicht zu nahe über der Sohle anzubringen, da diese sonst leicht aufgewühlt wird. Der Abstand beträgt unter gewöhnlichen Verhältnissen nicht unter 1 **m**.

Gußeiserne Kesselbrunnen mit durchbrochenen Wandungen werden wie die gemauerten abgesenkt, sie haben vor diesen den Vorzug, daß das Verhältnis der Durchflußöffnungen zur Gesamtfläche ein größeres sein kann, weil sich die Schlitze dicht neben einander anbringen lassen. Derartige Brunnen, auch gußeiserne Brunnen mit dichten Wandungen, werden aus etwa 1 **m** hohen Ringen bis zu 4 **m** Weite hergestellt und sind in den letzten Jahren nicht selten zur Verwendung

kommen, da neben den schon erwähnten Vorzügen auch die Herstellung eine bequemere und schnellere ist. Die Rostbildung fällt bei der Entnahme größerer Wassermengen nicht in's Gewicht.

Das Senken gemauerter und gußeiserner Brunnen findet nicht allein bei der Wassergewinnung, sondern auch bei der Gründung von Brückenpfeilern und Ufermauern nach Ausfüllung ihres Innenraumes mit Beton oder Mauerwerk erfolgreiche Anwendung. Bei Mauerwerkskörpern ist man dann keineswegs auf eine cylindrische Form beschränkt.[17])

Abb. 15.
M. 1:25.



12. Rohrbrunnen.[18]) Die Rohrbrunnen treten nicht selten in Verbindung mit Kesselbrunnen, noch häufiger aber als selbständige Anlagen von großer Leistungsfähigkeit auf. Vor den Kesselbrunnen haben sie den Vorteil voraus, daß sich mit ihnen größere Tiefen leichter erreichen und dadurch Bezugsquellen erschließen lassen, welche sonst unbenutzt bleiben müßten. Trotz ihres meist kleinen Querschnitts ist ihre Ergiebigkeit eine verhältnismäßig große.

Rammbrunnen. Wenn man das Saugrohr nebst Pumpe, womit die Hausbrunnen gewöhnlich ausgestattet sind, in geeigneter Weise umgestaltet, läßt sich das Wasser unmittelbar aus dem Boden entnehmen. Auf diese Weise entstehen die kleinen Rohrbrunnen, welche, wenn sie eingerammt werden, auch Abyssinierbrunnen heißen, weil sie während des abyssinischen Feldzugs der Engländer im Jahre 1869 in großer Zahl zur Gewinnung von Trinkwasser verwendet wurden.

Die Rammbrunnen (Abb. 15) bestehen aus einem schmiedeisernen, unten mit Stahlspitze versehenen Rohr von 3—8 **cm** Weite, welches durch ein außerhalb laufendes Rammgewicht bis in die wasserführende Schichte eingetrieben wird, wobei der durchlochte Rammbär auf einen an dem Rohre durch ein Klemmfutter befestigten Vorsprung wirkt. Der untere Teil des Rohres ist auf 0,5 bis 1,0 **m** Länge mit 3 bis 6 **mm** weiten Löchern oder Schlitzen versehen und zur Verhütung des Rostens verzinkt.

Derartige einfache Rohrbrunnen, die bei weichem Boden bis zu Tiefen von 6 **m** auch durch Einschrauben hergestellt werden können, finden ihre Verwendung hauptsächlich bei Voruntersuchungen und Wirtschaftsbetrieb. Sie haben vor den gemauerten Hausbrunnen den Vorzug, daß das gewonnene Wasser nicht mit der Luft in Berührung kam, weshalb die Entwickelung von Bakterien gering ist.

Die Entnahme des Wassers aus Rammbrunnen erfolgt bis auf 8 **m** Hubhöhe durch eine gewöhnliche Saugepumpe.

Gebohrte Rohrbrunnen. Das Einrammen von Rohrbrunnen in größere Tiefen oder in sehr festen und dichten Boden ist mit Schwierigkeiten verbunden, ferner ist wegen des großen Widerstandes dies Verfahren nicht mehr empfehlenswert, wenn es sich um Weiten von mehr als 8 **cm** handelt. In solchen Fällen geht man

---

[17]) Näheres s. Handb. Erster Band. Abteilung Grundbau. S. 203 u. ff.
[18]) Handb. (3. Aufl.) Kap. VI, S. 254—263.

zum Bohren über, wobei es zweckmäßig ist, bei zweifelhaften Bodenverhältnissen zur Ermittelung eines geeigneten Platzes zunächst einen kleinen Versuchsbrunnen von 3 bis 5 **cm** herzustellen und erst dann mit der Ausführung eines größeren Bohrloches vorzugehen.

Bei den hier in Frage kommenden Bodenarten muß das Bohrloch fast immer durch ein Futterrohr vor dem Einsturz geschützt werden, dessen Verbindungen weder nach innen noch nach außen Vorsprünge bilden sollen. Diese Futterrohre werden bis zu 40 **cm** Weite aus Schmiedeisen ohne Nietung hergestellt; bei größeren Weiten nimmt man genietete Röhren oder Gußrohre. Die gewöhnlich 20 **cm** weiten schmiedeisernen Futterrohre bilden den oberen Teil des Mantels der gebohrten Rohrbrunnen und können mit den Hülfsmitteln der Bohrtechnik in große Tiefen versenkt werden.

Abb. 16.
M. 1:300
bezw. 1:10.



Da ein Reinigen dieser Brunnen mittelst Besteigen derselben nicht möglich ist, so sind Vorkehrungen gegen ein Versanden und Verschlämmen besonders wichtig. Dieselben werden entweder durch Einsetzen eines sogenannten Filterkorbes oder Saugers, durch den das Wasser in die Brunnenröhre eintritt, getroffen oder dadurch, daß man Filterschichten um ein eingesetztes und mit Öffnungen versehenes Rohr in ähnlicher Weise anordnet, wie dies bei den gemauerten Filterbrunnen beschrieben wurde. In beiden Fällen wird das Futterrohr bis zur Eintrittshöhe des Wassers herausgezogen.

Die Filterkörbe bestehen aus einem durchlöcherten Kupferrohr oder aus einem Gerippe von Metall, um welches ein ein- oder mehrfaches Gewebe von Messing- oder Kupferdraht gelegt ist, dessen Maschenweite sich nach der Beschaffenheit des erbohrten Sandes richtet. Besteht die wasserführende Schicht durchweg aus sehr feinem Sand von nahezu gleicher Korngröße, so ist die Anordnung ringförmiger Filterschichten das einzige Mittel, um der Versandung vorzubeugen und eine dauernde Ergiebigkeit zu erzielen.

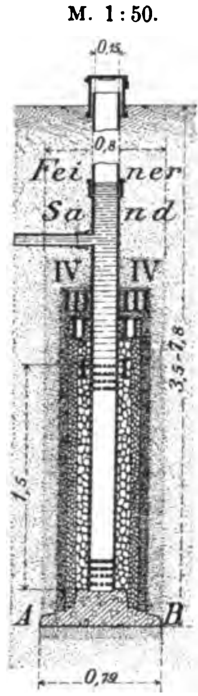
Der Eintritt des Wassers in das Brunnenrohr erfolgt von der Seite her, um die Durchflußfläche groß genug herstellen zu können. Diese Fläche, somit die Länge der gelochten Brunnenrohre, bezw. der Filterkörbe richtet sich nach der für den betreffenden Boden zulässigen Durchgangsgeschwindigkeit und darf nicht zu knapp bemessen werden.

Bei den in Sand- und Kiesschichten stehenden, in Abb. 16 dargestellten Rohrbrunnen des Wasserwerks Potsdam, schließt sich das 203 **mm** weite, aus Kupferblech bestehende Saugerohr an den, je nach der Stärke der wasserführenden Schicht 6 bis 8 **m** langen Filterkorb an. Der Letztere (1:10 gezeichnet) ist mit Reihen von dicht gestellten, 12 **mm** weiten Löchern und mit 11 **mm** hohen Längsrippen versehen, auf denen eine dreifache Lage von Metallgeweben liegt.

Als Beispiel für einen Rohrbrunnen mit Sandfilter mögen die Filterbrunnen der Nürnberger Wasserleitung (Abb. 17) dienen, bei denen besondere Vorsicht zur Fernhaltung des feinen Sandes nötig war. Die wasserführende Schicht des etwa 17 **km** von Nürnberg gelegenen Ursprung-Tales hat eine gleichmäßig feinkörnige

Beschaffenheit, so daß sich schon bei ganz mäßiger Wasserschöpfung Triebsand bildete. Aus diesem Grunde geschah die Herstellung der Brunnen in folgender Weise. Nachdem ein Futterrohr von 800 **mm** Weite bis zur genügenden Tiefe abgesenkt war, wurde eine staffelförmige Betonplatte AB eingebracht, auf welche das durchlochte, 150 **mm** weite Brunnenrohr aus Gußeisen nebst drei nach einander eingesetzten Hülfscylindern aus Eisenblech ihren Platz fanden. Die ringförmigen Zwischenräume wurden alsdann mit Kies von verschiedener Korngröße gefüllt und zwar haben die Ringschichten I, II, III, IV bezw. 16, 8, 4, 2 **mm** Korngröße. Schließlich wurden die Hülfscylinder und das Futterrohr wieder herausgezogen.

Abb. 17.
M. 1 : 50.



Diese Anordnung konnte bei dem städtischen Wasserwerk in Frankfurt a. M. derart vereinfacht werden, daß man ein 30 **m** langes und 18 **cm** weites Futterrohr bis 14 **m** unter Grundwasser absenkte, in dieses das auf 6 **m** Länge gelochte und mit Kupfergaze bekleidete, 7 **cm** weite Brunnenrohr einbrachte und den Zwischenraum mit grobem Sande ausfüllte, worauf das Futterrohr bis über den Wasserspiegel heraufgezogen wurde.

Eine Verbindung der Kesselbrunnen mit Rohrbrunnen wurde unter anderm bei der Versorgung der Stadt Minden i. W. in der Weise vorgenommen, daß in einem gemauerten Brunnen von 3,0 **m** Weite zwei Futterrohre von 0,75 **m** Durchmesser versenkt wurden. In diese brachte man die 0,5 **m** weiten und 9,8 **m** langen Filterkörbe. Der ringförmige Raum zwischen Filterrohr und Korb wurde auch hier mit feinem Kies ausgefüllt und ersteres herausgezogen. Die Wasserentnahme findet durch zwei Saugrohre statt.

Die Vervollkommnung der Tiefbohrungen hat es ermöglicht, die wasserführenden Schichten in viel größeren Tiefen aufzusuchen, als dies bei den erwähnten Beispielen der Fall ist. Derartige bis 600 **m** tief ausgeführte Brunnenanlagen erfüllen ihren Zweck jedoch nur dann, wenn die Pumpen nicht in zu großer Tiefe eingebaut zu werden brauchen, d. h. wenn das Wasser bis in die Nähe der Oberfläche bezw. über dieselbe aufsteigt.

Die Bohrlöcher artesischer Brunnen müssen, auch bei Ausführung in festem Gestein, gut verrohrt werden, um das Austreten des von unten aufsteigenden Wassers in durchlässige Zwischenschichten oder den Eintritt von unbrauchbarem Wasser zu verhindern.

13. Brunnengruppen.[19]) Die Wasserwerke erfordern in der Regel mehr als einen Brunnen, wenn auch das Wasser durch ein gemeinsames Maschinen-Pumpwerk gefördert wird; hierdurch entstehen gekuppelte Brunnen oder Brunnengruppen.

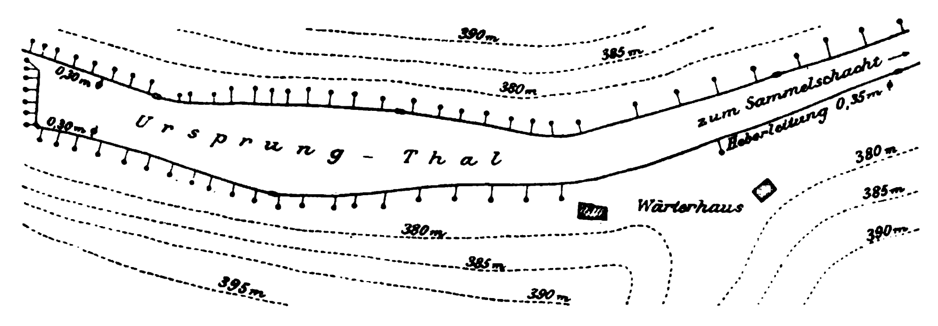
Für das Nürnberger Wasserwerk wurden 83 Brunnen in dem Gewinnungsgebiet verteilt (Abb. 18). Die über den Filterschichten der einzelnen Brunnen liegende 70 **mm** weite Querverbindung zwischen den Brunnen und den heberartig wirkenden

[19]) Handb. (3. Aufl.) Kap. IV, S. 54 und 55; Kap. VI, S. 261. — Tolkmitt, a. a. O. S. 20.

Sammelrohren ist aus verzinntem Kupfer hergestellt und mit Gummiringen gedichtet. Diese Verbindung kann durch ein kegelförmiges Ventil beliebig verengt oder ganz abgeschlossen werden, wodurch es möglich ist, das Wasser des Sammelgebietes anzustauen und für trockene Zeiten aufzuspeichern.

Die Linie, welche die Mitte der einzelnen Brunnen verbindet, liegt entweder,

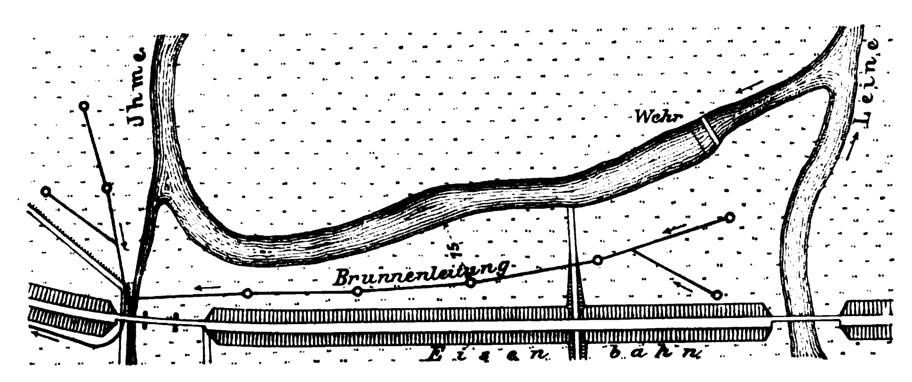

Abb. 18. M. 1:3000.



wie bei der Nürnberger Wasserleitung, im wesentlichen in der Richtung einer Horizontalen des Grundwasser-Schichtenplanes, oder wie bei der in Abb. 19 dargestellten Gewinnungs-Anlage des Wasserwerks Hannover, in der Richtung vorhandener fließender Gewässer.

Abweichungen sind nicht selten, z. B. wenn Wasserstockwerke vorhanden sind (vergl. S. 10), oder anderer örtlichen Verhältnisse wegen. So mußte bei dem Wasser-

Abb. 19. M. 1:7500.

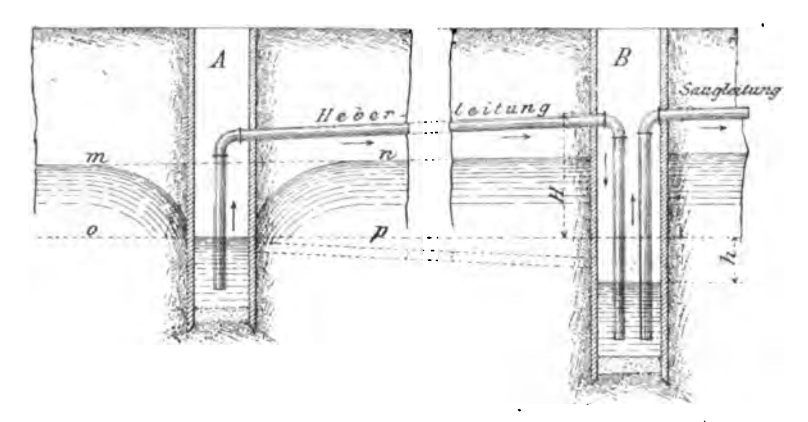


werk der Stadt Kiel, um das Wasser von acht, in einem Einschnitt der Altona-Kieler Bahn abgeteuften Brunnen für die Wasserversorgung nutzbar zu machen, dem rund 1000 m langen zum Pumpwerk führenden Zuleitungsrohr die Richtung jenes Einschnitts gegeben werden.

Für die Bestimmung der Entfernung der Brunnen von einander gibt die durch Messungen in Standrohren zu ermittelnde Absenkungskurve einen Anhaltspunkt. Durch Entnahme von Grundwasser wird, wie Abb. 20 zeigt, eine örtliche Senkung des Grundwasserspiegels herbeigeführt. Die Absenkungshöhe unter den ungesenkten Wasserspiegel nimmt mit dem Abstande von der Entnahmestelle ziemlich rasch ab.

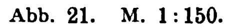
Zur Förderung des Wassers nach dem Pumpwerk dienen entweder lange, mitunter kupferne Saugleitungen mit Abzweigungen nach den einzelnen Brunnen, wobei die mit Filterkörben ausgestatteten Enden dieser Abzweigungen bei Rohrbrunnen deren untersten Teile bilden können, oder ein gemauerter Sammelbrunnen in der Nähe des Pumpwerks, der das Saugrohr aufnimmt und aus den anderen

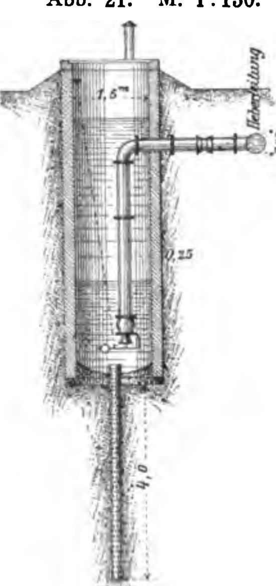
Abb. 20.



Brunnen mittelst einer Heberleitung gespeist wird. Das Letztere ist in der Regel vorzuziehen.

Die Anwendung eines Hebers oder Saugehebers ermöglicht bekanntlich die Leitung des Wassers über eine Erhöhung hinweg nach einem tiefer gelegenen Punkte ohne Anwendung einer Pumpe, so daß die Herstellung einer mit Gefälle versehenen Verbindungsleitung zwischen dem Einmündungs- und Ausflußpunkte nicht erforderlich ist.


Abb. 21. M. 1:150.



Die Größe h, Abb. 20, um welche die Ausmündung tiefer zu legen ist, als die Einmündung, muß etwas größer sein, als die bei der Bewegung des Wassers durch die Heberleitung entstehende Widerstandshöhe, vergl. Art. 27. H, also der lotrechte Abstand des Scheitels der Heberleitung von dem Wasserspiegel des Brunnens A, muß dagegen kleiner als 10,3 m — h sein, wobei 10,3 m die Höhe einer dem Atmosphärendruck entsprechenden Wassersäule ist. Des sicheren Betriebes wegen pflegt man für H einen Wert zu wählen, der 1 bis 2 m unter dieser Grenze liegt.

Ist A die Entnahmestelle des Wassers, B der Sammelbrunnen und mn die Höhenlage des Grundwasserstandes, welcher bei der Entnahme bis auf op gesenkt wird, so würde die Herstellung der punktiert angegebenen Leitung mit erheblichen Kosten und Schwierigkeiten verbunden sein, während sich die Heberleitung wegen der geringeren Erd- und Wasserschöpfarbeiten viel einfacher und billiger ausführen läßt.

Bei der Heberleitung für das Kieler Wasserwerk war jeder Brunnen (Abb. 21)

an ein 0,4 m weites Hauptrohr mittelst eines 0,2 m weiten Rohrs angeschlossen. Wurde nicht gepumpt, so stand das Wasser überall gleich hoch; wurde es jedoch im Sammelbrunnen durch die Tätigkeit der Pumpen gesenkt, so bildeten jene Rohre die aufsteigenden Schenkel von Heberleitungen, die das Wasser der acht Brunnen in das nach dem Sammelbrunnen abfallende Hauptrohr ergossen. Um einen Brunnen vom Betriebe auszuschließen, genügt es, die in der Nähe des Deckels aufgehängte Kette zu lösen, wodurch die in Abb. 21 angedeutete Kugel herabfällt. Hierdurch wird ein an die Kugelstange gekuppeltes, am untern Ende des Rohres befindliches Ventil geschlossen.

14. Ergiebigkeit der Brunnen. Die Ergiebigkett der Brunnen ist hauptsächlich von der Stärke und der sonstigen Beschaffenheit der durchlässigen Schichte abhänging, sie wird ferner beeinflußt von der Größe der Absenkung des Wasserspiegels und von der Art der Ausführung des Brunnens, insbesondere von seinem Durchmesser.

Einer Berechnung der Ergiebigkeit wird gewöhnlich die — übrigens nicht einwandfreie — Annahme zu Grunde gelegt, daß die Geschwindigkeit v des Grundwassers unmittelbar mit dem Gefälle $\frac{h}{l}$ wächst; hier bezeichnet h den Höhenunterschied zweier Punkte der oberen Begrenzung des Grundwassers, deren horizontaler Abstand = l ist. Wenn dann k ein von der Bodenbeschaffenheit abhängiger, in jedem einzelnen Falle durch Versuche zu bestimmender Koeffizient ist, hat man $v = k\frac{h}{l}$. Ferner wird angenommen, daß die Beschaffenheit der wasserführenden Schicht eine gleichmäßige sei und daß der ganz mit durchläßigen Wandungen versehene Brunnen bis auf die undurchläßige Schicht hinabreiche. Für diese Umstände kann man die Ergiebigkeit eines Brunnens von gegebenem Durchmesser und die Größe des Bereichs, welches er beherrscht, berechnen; es ist indessen ausgeschlossen, auf diese Berechnungen hier näher einzugehen. Man findet sie an den unten angegebenen Stellen.[20])

Aus den Ergebnissen soll hervorgehoben werden, daß auf die Ergiebigkeit der unter den angegebenen Umständen ausgeführten Brunnen eine Vergrößerung des Durchmessers großen Einfluß nicht hat, und daß die Ergiebigkeit bei mäßiger Stärke der wasserführenden Schicht annähernd in gleichem Verhältnis wie die Absenkung des Wasserspiegels zunimmt. Eine nützliche Anwendung finden die in Rede stehenden Berechnungen auch bei der näherungsweisen Ermittelung der Entfernung, in welcher ein Brunnen vom Ufer eines Sees oder eines Flusses anzulegen ist, damit, solange der Außenwasserstand eine gewisse Höhe nicht überschreitet, nur Grundwasser geschöpft wird.

Die Voraussetzungen, auf denen die Ergiebigkeitsberechnungen beruhen, treffen nur selten vollständig zu, namentlich ist eine gleichmäßige Beschaffenheit des Grundwasserträgers nur ausnahmsweise vorhanden. Man muß deshalb jene Berechnungen stets mit großer Vorsicht verwenden und kann unter Umständen auf dieselben ganz verzichten.

Nun sollen noch einige Erfahrungen über die Ergiebigkeit mitgeteilt werden.

Bei Hausbrunnen wird gewöhnlich nur auf 0,3 bis 0,6 Sekundenliter (sl) oder

---

[20]) Handb. (3. Aufl.) Kap. I, S 44; Kap. VI, S. 201 u. ff.

täglich 25 bis 50 **cbm** für das **qm** Brunnensohle zu rechnen sein, wenn auch Brunnen, welche im Kies oder Gerölle von Flußtälern stehen, unter besonders günstigen Umständen 6 **sl** oder 500 **cbm** täglich liefern können.

Bei Kesselbrunnen mit dichten Wandungen erfolgt übrigens der Eintritt des Wassers hauptsächlich am Umfang der Sohle, die Ergiebigkeit wächst also meist mit ihrer Grundfläche.

Die Ergiebigkeit der Rohrbrunnen kann schon bei 3 **cm** Weite dauernd 0,7 **sl** und bei 7,5 **cm** Durchmesser 2,5 **sl** und noch mehr betragen. Die Brauerei Allsopp in Burton soll 2800 **cbm** täglich aus 30 gekuppelten Brunnen von 7,5 **cm** Durchmesser und 9 **m** Tiefe bezogen haben. Die Stadt Brooklyn bezieht täglich gegen 84000 **cbm** aus einer großen Zahl 5 **cm** weiter Rohrbrunnen, welche in langen Doppelreihen derartig angebracht sind, daß die beiden Reihen 5 **m** Abstand von einander haben, und die Brunnen in jeder Reihe etwa 4 **m** auseinander stehen. Jeder Brunnen liefert etwa 2,5 **sl** oder 230 **cbm** täglich.[21])

Bei dem Wasserwerk Darmstadt, dessen ältere bis 60 **m** tiefen Rohrbrunnen 20 **cm** weit hergestellt wurden, betrug die größte Ergiebigkeit eines einzelnen Brunnens 23 **sl** bei 3,2 bis 3,45 **m** Absenkung des Wasserspiegels. Die Bodenbeschaffenheit ist im wesentlichen die in Abb. 4, S. 10 dargestellte.

Die Ergiebigkeit artesischer Brunnen ist im Vergleich zu ihrer Kostspieligkeit gewöhnlich nur sehr gering. Im allgemeinen sind derartige Brunnen, welche 5 **sl** Wasser oder 400 bis 500 **cbm** täglich geben, schon ziemlich selten; doch kommen auch Fälle vor, daß sie 20 bis 30 **sl** liefern. Der freilich fast 600 **m** tiefe und 0,75 **m** weite Brunnen von Passy, welcher über eine Million Franken kostete, gibt rund 70 **sl**, mithin täglich 6000 **cbm**.

Obige Zahlen würden an Wert sehr gewinnen, wenn sie durch Angaben über die Absenkung des Wasserspiegels während des Pumpens und durch eine genaue Beschreibung der Bodenbeschaffenheit vervollständigt werden könnten.

Im allgemeinen lehrt die Erfahrung, daß sehr tiefe Brunnen und solche, welche in der Nähe fließender Gewässer liegen, sich nicht selten durch große Ergiebigkeit auszeichnen, mitunter jedoch auf Kosten der Beschaffenheit des Wassers.

Da bei größeren Anlagen für die Gewinnung von Grundwasser der Erfolg mehr oder weniger unsicher ist, erscheint es geboten, bei jeder derartigen Ausführung ihre Erweiterungsfähigkeit sorgfältig ins Auge zu fassen, zumal sich aus dem kräftigen Anwachsen größerer Städte dieselbe Anforderung ergibt.

15. Sonstige Anlagen für die Gewinnung des Wassers. Wasserentnahme.[22])

1. Den sonstigen baulichen Anlagen, durch welche Grundwasser gewonnen wird, ist eigentümlich, daß sie sich in wagerechter oder nahezu wagerechter Richtung erstrecken. Mit Übergehung der Herstellungen von geringerer Bedeutung seien hier kurz besprochen: Gräben, Sammelrohre, Sammelkanäle und Sammelstollen.

Gräben zur Gewinnung von Grundwasser sind in den Dünen der Westküste Hollands in großer Ausdehnung für die Wasserversorgung von Städten angelegt. Sie sammeln das Grundwasser, welches sich in dem feinen Sand der bis 5 **km** breiten Dünen durch den niederfallenden Regen bildet, und sind so tief in die Bodenoberfläche eingeschnitten, daß ihre Sohle unter dem Grundwasserspiegel liegt.

Sammelrohre erhalten zum Eintritt des Wassers eine Anzahl gleichmäßig verteilter

---

[21]) Näheres s. Handb. Kap. VI, S. 255.

[22]) Handb. (3. Aufl.) Kap. VI, § 3 u. § 5.

Öffnungen in ihren Wandungen. Zu ihrer Herstellung eignen sich alle für die Rohrleitungen üblichen Stoffe, insbesondere Eisen, Cementbeton und gebrannter Ton. Von diesen besitzt das Eisen die größte Festigkeit; doch ist es bisher nicht möglich gewesen, eisernen Röhren einen solchen Überzug zu geben, daß die Rostbildung auf die Dauer völlig verhindert wird. Einen wesentlich größeren Widerstand gegenüber der chemischen Einwirkung des Wassers zeigen die Röhren aus Cementbeton, welche deshalb und wegen ihrer geringeren Kosten große Verwendung finden. Hart gebrannte und gut glasierte Tonröhren werden vom Wasser gar nicht angegriffen, stehen jedoch an Festigkeit den Eisenröhren nach.

Die Öffnungen werden entweder als runde Löcher oder als kurze Schlitze mit Abmessungen hergestellt, welche nicht geringer als 8 mm sind, weil sonst ein Verstopfen durch Rost oder Sinterbildung möglich ist, auch die Ausführung erschwert wird. Damit aber die feineren Bestandteile der wasserführenden Schichten nicht durch die Öffnungen in das Rohr eindringen, wird dieses mit einer Hülle von gewaschenem und gesiebtem Kies umgeben.

Da trotz dieser Umhüllung eine Sammelrohrleitung bei längerem Betriebe selten sandfrei bleibt, so empfiehlt sich die Einschaltung besteigbarer Schächte mit vertiefter Sohle, in denen sich der Sand ablagert und von welchen aus durch Aufstau des von oben zufließenden Wassers eine Spülung der unterhalb gelegenen Rohrleitung vorgenommen oder der festgelagerte Sand mittelst Durchziehens einer Bürste beseitigt werden kann. Das untere Ende der Sammelrohre mündet in einen Sammelschacht, aus welchen das Wasser zur Verbrauchsstelle geführt oder von Maschinen gehoben wird.

Unter Sammelkanälen versteht man Anlagen mit durchbrochenen Wandungen, welche nicht fertig verlegt, sondern in der Baugrube aus einzelnen Bestandteilen hergestellt werden. Dieselben werden mit Platten bedeckt oder überwölbt.

Liegt der Sammelkanal auf einer undurchlässigen Schicht und ist nur auf ein Eintreten des Wassers von der Seite oder von oben her zu rechnen, so beschränkt sich die Herstellung von Einlauföffnungen auf die Seitenwandungen bezw. das obere Gewölbe, und der untere Teil wird als wasserdichte Rinne ausgeführt. Umgibt dagegen der Grundwasserträger den Kanal von allen Seiten, oder liegt er vorzugsweise in der Nähe von dessen Sohle, so ist eine durchlässige Gestaltung des unteren Teiles zu empfehlen.

Auch bei den Sammelkanälen sind besteigbare Zwischenschächte anzulegen, von denen aus die einzelnen Strecken gereinigt werden können.

Sammelstollen werden in Bergen und in bedeutenderen Tiefen angelegt, wobei man sie in das geschichtete und mit Wasser gesättigte Gestein bergmännisch vortreibt. Auch sie erhalten seitliche Eintrittsöffnungen für das Wasser und je nach Bedarf einen doppelten Ablauf, um neben dem Nutzwasser auch unbrauchbares Wasser ableiten zu können.

2. Die Gewinnung des Regenwassers erfordert in der Regel keine besonderen Vorkehrungen. Eine Ausnahme liegt bei einer Station der Dalmatinischen Staatsbahn vor, wo der Kalk des sehr pflanzenarmen Karst-Gebirges so zerklüftet ist, daß das Regenwasser in unerreichbare Tiefen versinkt, wenn nicht besondere Vorkehrungen dagegen getroffen werden. An einer steilen Tallehne wurde deshalb in Ermangelung aller anderen Bezugsquellen eine gegen 15 000 qm große Fläche teils mit Beton gedichtet, teils mit Dachplatten auf geigneter Unterlage belegt. Auf diese Weise gelang es, etwa 80 % des auf die gedichteten Flächen fallenden Regens für die Wasserversorgung des Bahnhofs nutzbar zu machen.

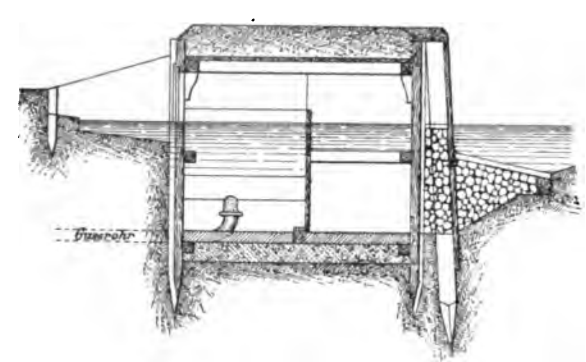
3. Bei der Wasserentnahme aus fließenden Gewässern ist zu berücksichtigen, daß die oberirdischen Wasserläufe bezüglich ihres Wasserstandes und der abgeführten Wassermenge starken Schwankungen unterworfen sind und außerdem zeitweilig große Mengen von festen Stoffen (Sinkstoffen) mit sich führen. Mittelst der Wasserleitung soll aber in der Regel eine nahezu gleich bleibende, mindestens von den gröberen Sinkstoffen befreite Wassermenge entnommen werden. Hieraus ergiebt sich die Notwendigkeit eines Zwischengliedes zwischen den natürlichen Wasserläufen und den Leitungen, welches die Regelung der Menge des zu entnehmenden Wassers und eine mehr oder weniger vollkommene Ausscheidung der Sinkstoffe ermöglicht. Zu diesem Zwecke werden meistens Behälter mit dem natürlichen Wasserlauf in Verbindung gesetzt, in welchen sich die Sinkstoffe zu Boden setzen und aus denen die Leitung das Wasser entnimmt.

So wird z. B. das zur Versorgung des Bahnhofs Herzberg nötige Wasser einem aus

dem Siber-Fluß abzweigenden Mühlgraben durch den in Abb. 22 dargestellten, in Holz ausgeführten Schacht entnommen. Eine aus Pfählen und Bohlen heigestellte Wand umschließt den Hauptraum des Behälters, welcher zum Schutz gegen Frost eine Bohlenabdeckung und darüber eine Erdschüttung erhalten hat. In denselben ist ein Kasten eingebaut, welcher den durch ein feines Sieb geschützten Rohrkopf aufnimmt. Die Sinkstoffe lagern sich außerhalb dieses Kastens ab und werden von Zeit zu Zeit entfernt.

Kleinere Wasserläufe, welche zur Speisung einer Wasserleitung dienen sollen, werden durch ein kleines Wehr (vergl. Art. 51) aufgestaut. In einiger Höhe über der Sohle des Grabens wird der mit einem Gitter versehene Einlauf hergestellt, von welchem die durch einen Schieber verschließbare Rohrleitung abzweigt. In der Stauwand kann ein Schütz angebracht werden, welches bei starkem Zufluß oder bei Nichtbenutzung der Anlage etwas offen steht, sonst aber geschlossen ist und nur geöffnet wird, um den etwa abgelagerten Schlamm zu beseitigen.


Abb. 22. M. 1:100.



4. Die **W a s s e r e n t n a h m e a u s S e e n** hat nicht nur unter dem niedrigsten Wasserspiegel des Sees, sondern auch unterhalb der sich im Winter bildenden Eisdecke zu geschehen. Deshalb ist es erforderlich, daß die Entnahme bei Seen mit flachen Ufern ziemlich weit vom Rande stattfindet. Diese Entfernung ist noch zu vergrößeren, wenn für die Zwecke der Wasserversorgung Wasser von möglichst guter Beschaffenheit gewonnen werden soll, weil dasselbe in der Nähe der Ufer meistens reicher an pflanzlichen Beimengungen und auch wärmer, als in den tieferen Schichten ist.

Die Leitungen vom Ufer bis zur Entnahmestelle werden entweder in dem vorher ausgebaggerten Seeboden versenkt und erhalten dann an dem seewärts gelegenen Ende ein nach oben gerichtetes Knie mit Mundstück, welches von einem kastenartigen, von oben zugänglichen Umbau mit zahlreichen Öffnungen, umgeben wird. Mitunter ruht die Leitung auch auf Querhölzern, welche an eingerammten Pfählen befestigt sind, in welchem Falle das Knie nach unten gerichtet ist. Am Ufer mündet die Leitung in einen Schacht, der Gitter, bezw. Siebe zum Fernhalten etwa mitgekommener Fische oder sonstiger Seetiere enthält.

Von der Wasserentnahme aus künstlich hergestellten S a m m e l b e c k e n wird in Art. 17 die Rede sein.

Dritter Abschnitt.

Wasserbehälter.

16. Einleitung. Das gewonnene Wasser, nicht minder das aus fließenden Gewässern und aus den großen natürlichen Wasserbehältern, den Landseen, entnommene, wird nur selten unmittelbar verwendet, selbst für den Hausgebrauch wird das Wasser zunächst in Eimern oder Bütten bereit gestellt. In diesen kleinen Behältern liegen auch die vereinzelten Fälle vor, in welchen Holz zu Wasserbehältern ohne Nachteile verwendet werden kann. Meistens werden die Wandungen der Behälter aus Erde oder Mauerwerk oder Eisen gebildet.

Gemauerte und eiserne Wasserbehälter sind wesentliche Bestandteile der Versorgung der Ortschaften und der Bahnhöfe mit Wasser, sie dienen dann meistenteils zur Aufspeicherung des mehr oder weniger stetig zufließenden Wassers für die mannigfach wechselnden Bedürfnisse des Gebrauchs. Außerdem erfordert die Reinigung des Wassers die Herstellung von Behältern; die letzteren werden gewöhnlich Becken genannt. Dieser Name kommt übrigens allen offenen Wasserbehältern zu, welche im Vergleich mit ihrer Grundfläche eine geringe Tiefe haben. Die Bezeichnungen Reservoir und Bassin sind ganz veraltet.

Außer künstlich hergestellten Becken gibt es auch solche, deren Böden ganz und deren Wandungen größtenteils von der Sohle bezw. den Abhängen eines Tals gebildet werden, welches von einem Damm oder einer Mauer durchquert ist. Auf diese Weise entstehen Sammelbecken oder Teiche. Auch derartige oft sehr große Behälter finden bei der Wasserversorgung der Ortschaften Anwendung, hauptsächlich dienen sie aber anderen und sehr verschiedenen Zwecken, welche weiter unten namhaft gemacht werden sollen.

Jene Dämme und Mauern sind Stauwerke, denn sie fangen das Wasser eines fließenden Gewässers, gewöhnlich eines Baches, auf und veranlassen, daß der Wasserspiegel sich hebt, daß also das Wasser aufgestaut wird. Die Besprechung der Mauern und Dämme läßt sich von der sonstigen Vorführung der Sammelbecken schwer trennen; dieselbe wurde aber dem vorliegenden Abschnitt hauptsächlich deshalb zugewiesen, weil sie Gelegenheit gibt, die Berechnung des Wasserdrucks, welche für anderes grundlegend ist, alsbald zu erörtern.

Den verschiedenen Arten von Wasserbehältern sind folgende Punkte gemeinsam:

1. An jeden Behälter schließen sich zwei Leitungen des Wassers an, die eine vermittelt den Zufluß, die andere den Abfluß des Wassers; bei Sammelbecken ist der Zufluß des Wassers von Natur vorhanden. Ferner muß stets dafür gesorgt werden, daß die normale Füllhöhe des Behälters nicht überschritten wird, es ist also

auch eine Ableitung für das überflüssige Wasser erforderlich. Meistenteils wird noch eine vierte Ableitung angelegt, welche es ermöglicht, den Behälter für Zwecke der Reinigung und Ausbesserung ganz zu entleeren.

2. Der Wasserspiegel ist fast genau wagerecht, seine Höhenlage ist aber veränderlich, weil Zufluß und Abfluß sich nur sehr selten decken.

3. Unter der Einwirkung des Zuflusses und Abflusses, auch durch Temperaturänderungen entstehen Bewegungen im Innern des aufgespeicherten Wassers, welche mitunter nutzbar gemacht werden können.

4. Die Wandungen und der Boden der Behälter sind einem unter Umständen sehr großen Wasserdruck ausgesetzt und es liegt die Aufgabe vor, dieselben soweit irgend möglich wasserdicht zu machen.

In Nachstehendem werden zuerst die Sammelbecken nebst den Dämmen und Mauern, durch welche sie abgeschlossen werden, besprochen, dann die gegrabenen und gemauerten Behälter und Becken unter Berücksichtigung der zur Reinigung des Wassers dienenden. Hiernach wird von der Wasserdichtheit der genannten Behälter die Rede sein mit Hinblick auf sonstige Ausführungen, bei denen es auf Dichtheit der Wandungen wesentlich ankommt. Bei Besprechung der eisernen Wasserbehälter soll die sehr lehrreiche Berechnung cylindrischer, auf einem Unterbau ruhender Behälter bevorzugt werden. Am Schluß sind die einfachsten Fälle des Ausflusses des Wassers aus Behältern zu untersuchen, hierdurch bildet sich der Übergang zur Besprechung der Wasserleitungen.

17. Sammelbecken. Die Sammelbecken erhalten das Wasser der kleinen fließenden Gewässer hauptsächlich während des Winters und des ersten Monats des Frühlings. Es sind zwar in Deutschland die Niederschläge im Winter bei weitem nicht so stark wie im Sommer, aber im Sommer wird der größte Teil des Regenwassers durch Verdunstung und Versickerung verzehrt, so daß für den Abfluß nur wenig übrig bleibt. Beispielsweise hat man an zwei lothringischen Bächen beobachtet, daß in den Monaten Dezember, Januar und Februar eines bestimmten Jahres durchschnittlich etwa 90 %, dagegen in den Monaten Juni bis September durchschnittlich etwa 10 % der Niederschläge zum Abfluß gelangten.

Auf der anderen Seite fällt der Bedarf an Wasser vorwiegend in den Sommer und es ergibt sich, daß eine Aufspeicherung des Winterwassers oft sehr nützlich ist. Bei großer Ausdehnung der Sammelbecken kann sogar der gesteigerte Bedarf trockener Jahre aus den Vorräten nasser Jahre zum Teil gedeckt werden.

Wenn in den Bächen der Gebirge infolge der Sturzregen des Sommers starke und mit Recht gefürchtete Anschwellungen von kurzer Dauer eintreten, tun die Sammelbecken gute Dienste, falls die ankommenden Wasser ein bereits zum Teil entleertes Becken antreffen.

Nunmehr sind die zahlreichen Zwecke der Sammelbecken und ihre Benennungen namhaft zu machen. Becken von mäßiger Größe sind als Fischteiche, Mühlteiche (Mühlweiher), Badeteiche, Feuerteiche, für Zwecke des Bergbaues und dergl. auch in Deutschland seit langer Zeit häufig ausgeführt, in neuerer Zeit erhalten sie größere Abmessungen und sind sehr wichtig geworden.

Zahlreich wie ihre Namen (auch die Benennungen Stauteich und Stauweiher kommen vor) sind ihre Zwecke, im Handbuche des Wasserbaues kommt dies

dadurch zum Ausdruck, daß sie an verschiedenen Stellen mehr oder weniger ausführlich erörtert werden.[23])

Die Verwendung der Sammelbecken für die Wasserversorgung der Ortschaften ist namentlich in England und Amerika weit verbreitet, in Deutschland dagegen ziemlich selten. Um die große Ausdehnung derartiger Becken nachzuweisen, sollen einige Angaben über ihren Rauminhalt gemacht werden. Es fassen die Sammelteiche für Königsberg i. Pr. 7 Millionen **cbm**, für Verviers (Belgien) 12,5; für Liverpool 65,4; für Manchester etwa 70 und für San Francisco 110 Millionen **cbm**.

Ein Gegenstück sind die Sammelbecken, aus denen Wasser zur Bewässerung der Ländereien gewonnen wird. Dies ist namentlich für südliche Länder (aber auch für das Elsaß) von großer Bedeutung, man findet deshalb derartige zum Teil sehr alte Anlagen u. a. in Spanien, Algier und Indien.

Als Anlagen zur Regelung der Wasserstände fließender Gewässer sind die Sammelbecken sehr geeignet die niedrigen Wasserstände kleiner Gewässer zeitweilig zu heben, sie vermögen aber nur selten einen Einfluß auf die Hochwasserstände auszuüben. Für die genannten Zwecke werden sie in der Regel in Gebirgstälern hergestellt. Wenn jedoch das Gelände ungemein flach ist, so daß sich Überflutungen von geringer Höhe über sehr große Gebiete ausdehnen (was z. B. in dem in der südöstlichen Ecke Ungarns liegenden Banat der Fall ist), kommt es vor, daß die Wassermassen der Hochwasser im Mittellaufe eines Flusses in mäßig hohen Schichten angesammelt werden.

Die zeitweilige Steigerung der Abflußmengen kleiner fließender Gewässer in wasserarmer Zeit mittelst des in Sammelbecken aufgespeicherten Wassers ist namentlich für gewerbliche Anlagen mit Wasserkraftmaschinen sehr wichtig.

Sammelbecken sind auch für Verkehrszwecke nicht selten ausgeführt. Ältere Anlagen dienen der Holzflößerei, indem man mittelst des eingeschlossenen und plötzlich massenhaft befreiten Wassers das zu flößende Holz selbst in sehr kleinen Bächen zum Schwimmen bringen kann. Bei dieser Art der Benutzung werden die kleinen Becken Wasserstuben, große Klausenhöfe genannt. — Für Schiffahrtskanäle werden Sammelbecken angelegt um den Wasserverbrauch des Betriebes und die Wasserverluste durch Versickerung und Verdunstung namentlich in den hochliegenden Strecken der Kanäle zu decken. Weil sie zur „Speisung" der Kanäle dienen, nennt man sie alsdann gewöhnlich Speisebehälter. Die Becken der Vogesen-Strecke des Rhein-Marne-Kanals fassen zusammen etwa 12 Millionen **cbm** Wasser.

Im allgemeinen ist zu bemerken, daß von den kleineren älteren Anlagen zwar viele, insbesondere manche Fischteiche, eingegangen sind, weil man das Gelände nutzbringender verwenden konnte, daß man aber in den bergigen Gegenden des Elsaßes und Westfalens neuerdings eine namhafte Zahl sehr ansehnlicher Becken hergestellt hat, und es ist anzunehmen, daß namentlich der große Nutzen, welchen Sammelbecken der Industrie durch Aufspeicherung des Betriebswassers für Wasserkraftmaschinen bringen, mehr und mehr gewürdigt werden wird.

Der Erfolg der Sammelbecken hängt hauptsächlich von einer zweckmäßigen Lage und Herstellung der Werke ab, welche das Wasser des betreffenden Gewässers

[23]) Siehe Kap. II, § 5; Kap. V, S. 84 u. 106; Kap. IX, S. 54; Kap. X, S. 110; Kap. XI, S. 262 u. 265; Kap. XII, S. 664 und Kap. XV, S. 419 der 3. Aufl.

aufstauen. Hierüber, also über die Staudämme und Staumauern (Talsperren), und über die mit ihnen verbundenen Nebenanlagen ist im allgemeinen folgendes zu bemerken [24]).

Nicht alle Stellen eines Tales eignen sich für die Anlage einer großen Talsperre, und in vielen Tälern sind benutzbare Örtlichkeiten überhaupt nicht vorhanden. Am günstigsten sind solche Täler, welche bei guter Bodenbeschaffenheit und ausreichenden Zuflüssen hohe Wände haben und sich an einer für den Abfluß geeigneten Stelle stark verengen, oberhalb aber ziemlich weit sind und nicht zu stark ansteigen. Sehr brauchbar ist ein Tal, welches in der ganzen Ausdehnung des Sammelbeckens undurchläßlich und womöglich in festen Felsboden eingeschnitten ist und weder Kies noch zerklüftetes Gestein enthält.

Ein unsicherer Baugrund ist unbedingt zu vermeiden. Findet sich in mäßiger Tiefe unter der Oberfläche fester Fels, so kann der Damm sowohl aus Mauerwerk, als auch aus Erde erbaut werden. Ist dagegen ein sehr tragfähiger Baugrund nicht vorhanden, so wird man in der Regel auf die Ausführung in Erde angewiesen sein, weil sich sehr dicke Mauern nicht leicht so stark verbreitern lassen, daß die Beanspruchung des Baugrundes erheblich geringer, als diejenige des Mauerwerks wird. Staudämme aus Erde finden sich demgemäß vorzugsweise in Verbindung mit erdigem Untergrund, sie sind aber nur für Anlagen von geringer Höhe geeignet, während bei Wasserhöhen von 10 bis 12 m und darüber gemauerte Staudämme bevorzugt werden; von letzteren sind einige in der Mitte (rund) 50 m hoch. Amerikanische Ingenieure nehmen aber als Höhengrenze für Erddämme 30 m an.

Die Krone der Talsperren muß selbstverständlich hochwasserfrei liegen und sich so weit über den Stauspiegel des Sammelbeckens erheben, daß selbst bei starkem Wellenschlag größere Wassermengen nicht über die Krone getrieben werden können. Da die Oberfläche der Sammelbecken nicht selten 3 bis 4 km lang und 500 bis 1000 m breit ist, so kann bei Sturm ein kräftiger Wellenschlag entstehen. Die Wellenhöhe soll in einzelnen Fällen bis zu 3 m betragen haben. Krantz empfiehlt deshalb die Krone bei Wassertiefen von 20 bis 30 m um 2,0 bezw. 3,0 m und bei Wassertiefen von 40 bis 50 m um 3,5 m über den gewöhnlichen Stauspiegel zu legen.

Notwendig ist es, daß durchlässiger Boden aus dem Bereiche der Grundfläche des Dammes ganz entfernt wird. Im Anschluß an die Fundamentgruben ist auch an den Tallehnen der unzuverlässige Boden vollständig zu beseitigen und durch wasserdichten Boden oder Beton zu ersetzen. Die betreffenden Stellen eines Dammes bilden sich nicht selten zu Flügeln aus.

Es muß dafür gesorgt werden, daß das Wasser nicht, die vorgesehene Stauhöhe überschreitend, über die Krone stürzen kann, da sonst ein Erddamm in kurzer Zeit gestört werden und auch die festeste Mauer in Gefahr kommen würde. Es sind deshalb Überfälle in solcher Höhe und in solchem Umfange vorzusehen, daß die größten Zuflüsse keine unzulässige Erhebung des Wasserspiegels zur Folge haben.

Am besten ist es, wenn die Abführung des Hochwassers sich an den Wandungen des Beckens und ganz getrennt von dem Staudamm einrichten läßt, weil alsdann die festen Stoffe, welche das Hochwasser mit sich führt, nicht in das Becken gelangen. Wo dies nicht möglich ist, sucht man den Überfall in die Nähe der

[24]) Handb. (3. Aufl.), Kap. III, S. 225.

Talwand und an eine Stelle zu legen, wo der Staudamm nicht mehr sehr hoch ist und das Wasser bald an seinem Fuße entfernt werden kann.

Zur Wasserentnahme hat man früher stets gemauerte Kanäle durch die Staudämme geführt, während man in neuerer Zeit auch eiserne Leitungsröhren, namentlich bei Erddämmen, verwendet, welche in diesem Falle ganz in Tonschlag (vergl. Art. 20) zu betten sind.

Bringt man nur eine bei allen Wasserständen zu benutzende Abflußleitung an, so muß diese tief unten liegen, damit die Entnahme nicht nur bei gefülltem, sondern auch bei teilweise und ganz entleertem Becken noch stattfinden kann.

Bei dieser Lage der Leitungen erlangt das ausfließende Wasser eine sehr große Geschwindigkeit, worüber in Art. 22 näheres gesagt wird. Undichte Stellen werden hierdurch sehr gefährlich und es muß für die Ausbesserung etwaiger Schäden auf jede mögliche Weise gesorgt werden. Man stellt deshalb in der Regel entweder gemauerte zugängliche Kanäle in den Staumauern her, welche eiserne, an der Wasserseite sehr sorgfältig eingemauerte Rohre aufnehmen, oder legt die letzteren in bergmännisch erbaute Stollen, die seitlich neben der Mauer durch den Felsboden geführt werden.

Daß die Entnahmevorrichtungen, welche man übrigens nicht selten in größerer Anzahl und in verschiedenen Höhen herstellt, Verschlüsse erhalten müssen, ist selbstverständlich.

Auf eine Erörterung der Höhenlage des normalen Stauspiegels des Beckens, welche die wagerechte Ausdehnung und den körperlichen Inhalt desselben bedingt, kann hier nicht eingegangen werden. Es kommen dabei nicht allein die Wassermengen des Zuflusses in Betracht, sondern auch die Anforderungen hinsichtlich der Verwendung des Wassers. Die unten vermerkten Mitteilungen enthalten das Nähere [25]).

Als Beispiel für die Anlage eines Sammelbeckens ist der Stauweiher des Alfeld-Baches im Elsaß gewählt [26]). Bei der Besprechung desselben läßt sich die Erwähnung einiger Gegenstände nicht vermeiden, welche genau genommen dem sechsten Abschnitt (Stauwerke) angehören; dieser Abschnitt ist deshalb nach Bedarf zu Hilfe zu nehmen.

Der Zweck des genannten Sammelbeckens ist eine Verstärkung des Niedrigwassers der Doller, des südlichsten Nebenflusses der Ill. Die Ansprüche an das Wasser dieses Flüßchens seitens der Landwirtschaft sowohl, wie seitens der großen gewerblichen Anlagen der Stadt Mühlhausen hatten sich derart gesteigert, daß sie nur durch Aufspeicherung großer Wassermengen im Niederschlagsgebiet der Doller einigermaßen befriedigt werden konnten.

Man wählte ein ziemlich breites, wenig geneigtes Gelände am Alfeld-Bach, das auf beiden Seiten von felsigen Talwänden begrenzt ist, während unterhalb das Tal durch vortretende Talwände und durch aus der Talsohle vorspringende Felsen kesselartig eingeengt wird, s. Abb. 23.

Das anstoßende Gebirge besteht in Sohle und Lehnen aus granitartigem Gestein, das sich überall in leicht erreichbarer Tiefe vorfindet und einen festen, wasserdichten Baugrund lieferte. Die Absperrung des Tales geschah durch eine große und eine kleinere Mauer, und die normale Stauhöhe beträgt in der Mitte der großen Mauer 21,7 **m** über dem mittleren Wasserspiegel des Alfeldbaches. Den Höhenplänen zufolge besitzt der Stauweiher einen nutzbaren Inhalt von rund 1 100 000 **cbm**. Das Niederschlagsgebiet, welches seinen natürlichen Abfluß in den Alfeldweiher findet, mißt 420 **ha**.

---

[25]) Handb. Kap. V, S. 84 u. ff. — Intze. Über die Wasserverhältnisse im Gebirge, deren Verbesserung und wirtschaftliche Ausnutzung Zeitschr. f. Arch. u. Ingenieurwesen 1899, S. 1.

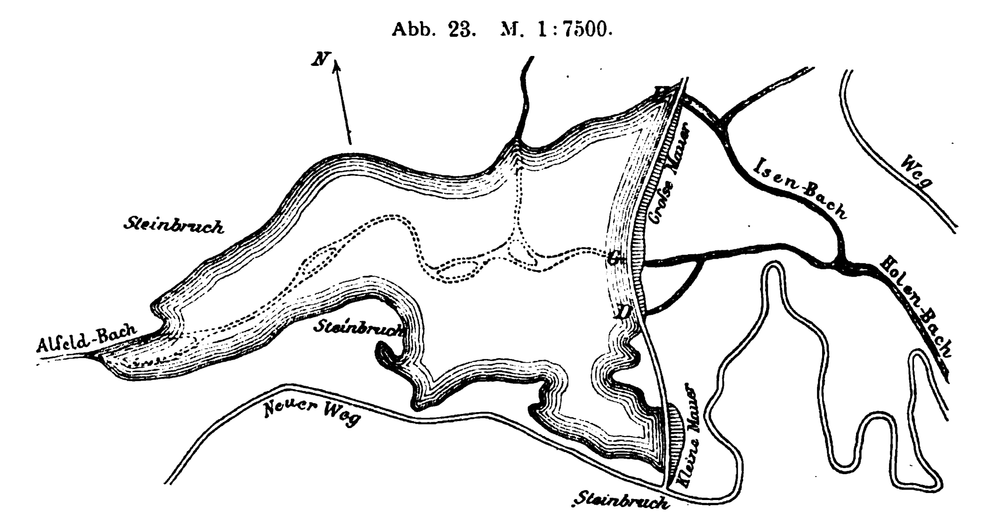
[26]) Fecht. Anlage von Stauweihern in den Vogesen und Bau des Stauweihers im Alfeld. Zeitschr. f. Bauwesen 1889, S. 233.

Querschnitt und Grundriß der Mauern sind nach den üblichen, weiter unten besprochenen Regeln gebildet.

Die Länge der großen Mauer beträgt 255 m. Sie ist demnach eine der längsten Staumauern, die bis jetzt gebaut worden sind. Ihre Krone liegt 1,3 m über dem normalen Stauspiegel, sie ist 4 m breit und an der Wasserseite mit einer 1 m hohen steinernen Brüstung versehen. Rechts von der großen Mauer und von ihr durch eine aus der Talsohle vorspringende felsige Erhöhung getrennt, befand sich eine Bodensenkung, deren Abschluß eine nur 73 m lange Mauer von höchstens 12,1 m Höhe erforderte.

Zur Regelung des Wasserablaufes sind ein Überfall, ein Grundablaß und ein Durchlaß angelegt. Der Überfall U hat den Zweck, den Ablauf derjenigen Hochwasser, welche bei vollem Weiher eintreten könnten, derart selbsttätig zu regeln, daß eine Überschreitung des höchsten Wasserstandes (22 m über der Sohle des Grundablasses) vermieden wird. Die gemauerte Krone des 9 m breiten Überfalls liegt (rund) 0,7 m tiefer, als der höchste Wasserstand, dessen Einstauung durch Einlegen horizontaler Balken (Dammbalken) bewirkt werden kann. Bei ungewöhnlich starkem Zufluss kann man diese Balken nach Bedarf beseitigen und hierdurch die Wirkung des Überfalls steigern. Der Überfall ist an der linken Talseite an einer Stelle angebracht, von wo das überfließende Wasser von einer Höhe von 2,0 m unmittelbar

Abb. 23. M. 1:7500.



auf den gewachsenen Felsen abstürzt und auf diesem bis in das Bett des Isenbaches abläuft. Ein auf der Mauerkrone angelegter Fahrweg überschreitet den Überfall mittelst einer eisernen Brücke.

Der Grundablaß G ist an dem tiefsten Punkte des Beckens und zwar in der Mauer selbst angebracht. Auf der Wasserseite besteht er in einer Länge von 4 m aus zwei gewölbten Durchlässen von 0,95 m lichter Höhe und 0,5 m Weite. Diese beiden kleinen Durchlässe münden in einen größeren Kanal von 1,4 m lichter Weite und Höhe, welcher die Mauer bis zu der Talseite durchdringt. Die Durchlaßsohle liegt 23,0 m unter der Mauerkrone und ist in ihrer ganzen Länge wagerecht. Der Verschluß wird durch zwei eiserne Schützen bewerkstelligt, welche von der Mauerkrone aus durch einen Wärter bequem bewegt werden können. Die Herstellung zweier Schützen und die damit verbundene Teilung des Anfangs des Hauptkanals in zwei Teile gewährt weit mehr Sicherheit als die Anwendung nur eines größeren Schützes gehabt hätte. Wegen der Einzelheiten vergleiche Art. 52.

Um bei der Wasserentnahme die Geschwindigkeit des austretenden Wassers zu vermindern, ist am Auslauf des Grundablasses eine offene Kammer von 2,6 m Weite, 2,0 m Länge und 0,75 m Höhe angebracht, welche auf der Talseite durch aufeinander liegende Dammbalken geschlossen werden kann. Infolge dieser Einrichtung wird der unter hohem Druck (vergl. Abb. 22 am Schluß) austretende Wasserstrahl in eine stehende Wassermasse eingeleitet, hierdurch wird

der Stoß des Wassers teilweise gebrochen. Dasselbe breitet sich aus und stürzt über die Ränder der Kammer in das Bachbett ab.

Der Durchlaß D (Abb. 23) dient zur Entleerung des oberen Teiles des Weihers, welcher die mit dem Schneeabgange rasch ankommenden Wassermassen aufzunehmen und demnächst zur gewerblichen Verwertung abzugeben hat, und ist 5,9 **m** unter der Mauerkrone angebracht. Er ist als Plattendurchlaß hergestellt und hat einen lichten Querschnitt von 0,6 **m** Höhe und 0,35 **m** Weite. An ihn schließt sich, wie an den Überfall auf der linken Talseite, ein Ablaufgerinne an. Der Verschluß wird durch ein eisernes Schütz bewirkt.

Bei der Chemnitzer Talsperre, bei welcher der Wasserspiegel 20,5 **m** über dem Gelände liegt, besteht die Entnahme-Vorrichtung in kurzen Zapfröhren, welche in Abständen von 5,0 **m** übereinander liegen und in einen senkrechten, gemauerten, im Grundriß halbkreisförmigen Schacht münden, der sich an die Staumauer anschließt, ferner aus zwei von der Sohle des Schachts ausgehenden Rohrleitungen, welche an der Wasserseite eingemauert sind, weiterhin aber in einem gemauerten Kanal liegen. Ein drittes in demselben Kanal liegendes Rohr geht von einem im Becken gebildeten Schlammfang aus und dient zur Abführung des Schlammes. Die Absperrschieber dieser Leitungen befinden sich an der Luftseite der Mauer, ebendaselbst ist für die Bedienung der Schieber ein Schieberhaus erbaut.

18. Staudämme und Staumauern. (Talsperren.) Über die Staudämme sind nur wenige Bemerkungen zu machen. Der Schwerpunkt der Ausführung liegt in der Herstellung eines wasserdichten Erdkörpers; hiervon wird in Art. 20 die Rede sein. Man gibt den gewöhnlich geradlinig begrenzten Kronen der Dämme Breiten von 2 bis 20 **m**, je nach Bedeutung des Bauwerks. Die Böschungen erhalten an der Wasserseite eine 2- bis 3-fache, an der Landseite eine $1^1/_2$- bis 2-fache Anlage. Hierzu sei bemerkt, daß ähnliches von allen, an einer Seite dem Wasser ausgesetzten Dämmen gilt, insbesondere von den Dämmen oder Deichen, welche tiefliegende Ländereien vor dem Hochwasser der Flüsse schützen. Begründet ist eine solche Anordnung dadurch, daß der für die Anlage der Böschungen maßgebende Böschungswinkel der verbauten Erde bei durchnäßtem Boden erheblich kleiner ist, als bei trockenem.

Zum Schutz gegen Wellenschlag muß die dem Wasser zugekehrte Böschung der Staudämme wegen der wechselnden Füllhöhe des Beckens in ihrer ganzen Ausdehnung befestigt werden. — In neuerer Zeit sind Staudämme von großer Ausdehnung in Deutschland nur selten ausgeführt. Man hat aber angefangen, an der Wasserseite des unteren Teils der Staumauern Erdschüttungen anzubringen, um die Dichtigkeit der Mauern zu befördern.

Mit Übergehung der früher mitunter erbauten hölzernen Stauwände und der in neuerer Zeit in Amerika in Verbindung mit Mauerwerk hergestellten Eisenkonstruktionen soll nun das Wesentlichste über die Staumauern gesagt werden.

Zunächst sind die angreifenden (belastenden) Kräfte zu untersuchen, vornehmlich der Wasserdruck.

Der Druck des ruhenden Wassers (der sogen. hydrostatische Druck) werde mit D bezeichnet, ferner sei F der Flächeninhalt eines ebenen Stücks der Wand oder Mauer, z_0 der lotrechte Abstand des Schwerpunkts von F vom Wasserspiegel und γ das Gewicht der Raumeinheit des Wassers, dann ist bekanntlich der die Fläche F belastende Normaldruck

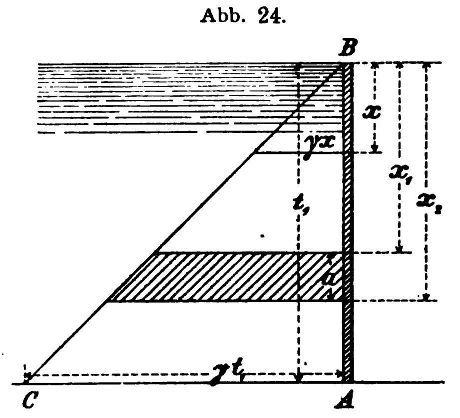
$$D = \gamma F z_0 \quad [27] \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 1.$$

[27]) Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.), S. 230.

Für $\gamma = 1$ **t** = 1000 **kg** und $z_0 = 10$ **m**, erhält man D = 10 **t** bei F = 1 **qm** und D = 1 **kg** bei F = 1 **qcm**.

Wenn die Wasserseite der Wand oder Mauer lotrecht begrenzt ist, wirkt der Wasserdruck wagerecht und ist $= \gamma x$, falls F = 1, x bezeichnet den zugehörigen Schwerpunktsabstand. Wird nun die Größe dieses Druckes in jeder Tiefe als wagerechte Ordinate aufgetragen, so ist die Verbindungslinie ihrer Endpunkte eine Gerade (Abb. 24); für $\gamma = 1$ bildet dieselbe mit der Senkrechten einen Winkel von 45°. Trägt man statt γx überall nur x auf, so erhält man eine Figur, deren Gewicht gleich dem ausgeübten Wasserdruck ist; bei einer Wassertiefe = t **m**, ist der Flächeninhalt dieser Figur $\frac{t^2}{2}$ **qm** und ihr Gewicht $\frac{t^2}{2}$ Tonnen bei $\gamma = 1$ **t**. Wenn es sich um Meerwasser handeln würde, so wäre zu berücksichtigen, daß dann γ etwa = 1,03 **t** ist.

Abb. 24.

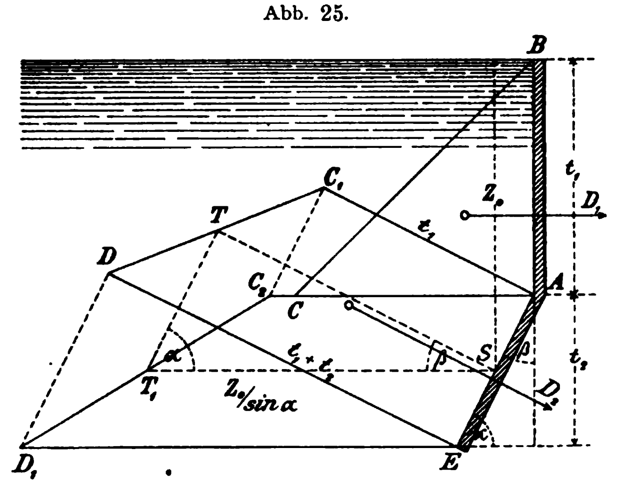


Auf dem angegebenen Wege erhält man eine Druckfläche (Belastungsfläche), welche von einer Druckfigur begrenzt wird, und durch Zerlegung der Druckfläche in Teile läßt sich die Größe des Wasserdrucks an jeder Stelle leicht ermitteln und anschaulich machen. Beispielsweise wird der Wasserdruck gegen ein Stück von der Höhe a (Abb. 24) und einer Breite = 1 durch die Fläche des schraffierten Trapezes bildlich dargestellt. In Gleichung 1 ist in diesem Falle

$$F = a.1 \text{ und } z_0 = \frac{x_1 + x_2}{2}, \text{ somit } D = \gamma . a \frac{x_1 + x_2}{2} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad 2.$$

$a . \frac{x_1 + x_2}{2}$ ist aber der Flächeninhalt des genannten Trapezes.

Abb. 25.



Die Mittelkraft des Wasserdrucks geht durch den Schwerpunkt der entsprechenden Druckfigur. Wenn die letztere ein Dreieck ist, liegt somit jene Mittelkraft in ²/₃ der Höhe des Dreiecks (von oben ab gemessen), vergleiche Abb. 25. Ebenso geht die Mittelkraft des vorhin besprochenen (schraffierten) Trapezes durch den Schwerpunkt des letzteren.

Wenn sich an eine lotrechte Wand eine ebene, unter einem Winkel α gegen die Horizontale geneigte Wand anschließt (Abb. 25), deren Höhe t_2 und deren normal zur Bildfläche gemessene Breite = 1 sei, ergiebt sich als Druckfigur das Trapez AC_1DE. Der Schwerpunkt des geneigten Stücks der Wand

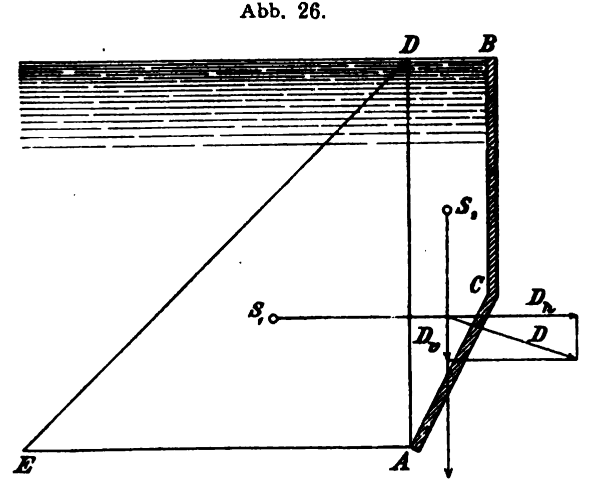
liege bei S, der Wasserdruck, den sie erfährt, sei D_2. AE ist gleich $\frac{t_2}{\sin\alpha}$, somit $D_2 = \gamma \frac{t_2}{\sin\alpha} z_0$, ferner $z_0 = t_1 + \frac{t_2}{2}$, somit $D_2 = \gamma \frac{t_2}{\sin a}\left(t_1 + \frac{t_2}{2}\right) = \gamma \cdot \frac{t_2}{\sin\alpha}\left(\frac{2_1 t + t_2}{2}\right)$.

Dies ist auch das Gewicht der Druckfläche AC_1DE. Die Lage der Mittelkraft D_2 wird auf dem bereits angegebenem Wege gefunden.

Mitunter ist es zweckmäßig, die genannte Druckfigur so, wie nachstehend angegeben, umzugestalten. — Statt $D_2 = \gamma \frac{t_2}{\sin\alpha} z_0$ kann man schreiben: $D_2 = \gamma t_2 \frac{z_0}{\sin\alpha}$. Die Länge $\frac{z}{\sin\alpha}$ wird dadurch erhalten, daß man einer bei S errichteten Senkrechten ST die Länge z_0 gibt, durch S eine Horizontale und TT_1 rechtwinklig zu ST legt; dann ist $ST_1 = \frac{z_0}{\sin\alpha}$. In derselben Weise werden die Punkte C_2 und D_1 bestimmt. Die Trapeze AC_1DE und AC_2D_1E sind flächengleich, das letztere kann somit das erstere ersetzen.

Das besprochene Verfahren ist namentlich auch dann empfehlenswert, wenn die Wasserseite der Mauer gekrümmt ist (man hat aber zunächst die Kurve durch ein Polygon zu ersetzen) und wenn in einem versuchsweise angenommenen Querschnitt einer Staumauer die Mittellinien des Drucks mit Hilfe der graphischen Statik eingetragen werden sollen. Die betreffenden Einzelheiten gehören nicht hierher [28]).

Abb. 26.



Bei gekrümmter oder gebrochener Wasserseite der Mauer kann eine Zerlegung des Wasserdrucks in eine wagerechte und eine senkrechte Teilkraft vorgenommen werden. Hierbei ist zu beachten, daß allgemein der wagerechte Wasserdruck auf eine beliebige Fläche $D_h = \gamma . F z_0$ ist, wenn man für F die Projektion der gedrückten Fläche auf eine vertikale Ebene einführt und daß der lotrechte Druck D_v auf eine beliebige Fläche gleich dem Gewichte der über ihr befindlichen Wassersäule ist; der Angriffspunkt dieses Druckes ist der Schwerpunkt der drückenden Wassersäule.

Durch jene Zerlegung entstehen die beiden Druckflächen ADE und ACBD (Abb. 26), wobei das Dreieck ADE den wagerechten Druck D_h und die Figur ACBD den senkrechten Druck D_v veranschaulicht. Die Mittelkraft ist $D = \sqrt{D_h^2 + D_v^2}$, ihr Angriffspunkt ist der Schnittpunkt von D_h und D_v.

Die Kräfte, welche nebst dem Wasserdruck eine Staumauer belasten, sind der Stoß der Wellen, über dessen Stärke jedoch bis jetzt an Sammelbecken Beobachtungen wohl noch nicht angestellt sind, und das Eigengewicht der Mauer. Die Rücksichten auf das letztere verlangen, daß außer der Mittellinie des bei gefülltem Becken im Innern der Mauer entstehenden Drucks auch die Mittellinie des Drucks für die wasserfreie Mauer untersucht wird. Den Druck des Windes, welcher

[28]) S. u. a. Handb. (3. Aufl.), Erster Band, Abteilung II, Kap. V (Häseler, Stütz- und Futtermauern) S. 274.

die wasserfreie Mauer unter Umständen treffen kann, pflegt man nicht zu berücksichtigen.

Über den Grundriß der Staumauern ist hier nicht viel zu sagen. Die Mittellinie des Grundrisses ist in der Regel nach einem Bogen gestaltet, dessen Mittelpunkt talwärts liegt, vergl. Abb. 23, S. 40. Daß hierbei eine gewölbartige Wirkung eintritt, ist unsicher, jedenfalls Nebensache, trotzdem ist diese Anordnung zweckmäßig, weil die Schwindrisse, welche in langen Mauern unter anderm durch Wärmeveränderung entstehen, bei gekrümmter Grundform zusammengepreßt und dadurch weniger nachteilig werden.

Bei dieser Gelegenheit ist zu bemerken, daß durch die vorhin erwähnten kleinen Risse auch bei den besten Mauern, namentlich während der ersten Zeit ihres Bestehens, etwas Wasser in das Mauerwerk gelangt. Man hat darauf Bedacht zu nehmen, daß dies Wasser abgeleitet und dadurch so weit möglich unschädlich gemacht wird.

Bei den Untersuchungen über den Querschnitt der Staumauern kommen die üblichen Regeln für Verteilung des Drucks in Lagerfugen zur Anwendung, und es soll an diese Regeln kurz erinnert werden:

Schneidet die Mittelkraft R aus Wasserdruck und Mauergewicht die b Meter lange Lagerfuge in der Entfernung e von der Mitte derselben und zerlegt man diese Mittelkraft in eine zur Fuge gleich gerichtete Kraft und eine zur ihr senkrecht stehende Kraft N, so ist die größte Druckspannung an der benachbarten Kante der Fuge (die sogenannte Kantenpressung)

$$s = \frac{N}{b}\left(1 + \frac{6e}{b}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 3$$

und diejenige auf der anderen Seite

$$s = \frac{N}{b}\left(1 - \frac{6e}{b}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 4$$

Im allgemeinen richtet man es so ein, daß die Mittellinie des Drucks aus dem mittleren Drittel, also aus dem Kern des Querschnitts, nicht heraustritt. Beträgt die Entfernung e derselben von der Mitte der Mauer gerade $\frac{b}{6}$, so wird nach obigen Formeln die Kantenpressung auf der einen Seite, da $b = 6e$ ist,

$$s = \frac{2N}{b},$$

während sie auf der anderen Seite gleich Null wird[29]).

Unter Beschränkung auf das Wesentlichste der genannten Untersuchungen ist nun nachstehendes zu bemerken:[30])

Die Grundbedingungen für die Standsicherheit der Staumauern sind:

1. An keiner wagerechten Schnittebene soll die Kantenpressung größer werden, als die zulässige Belastung des Gemäuers auf Druck.

2. Wo die Mauerstirn geböscht ist, sollte die Kantenpressung niedriger angenommen werden, als für lotrechte Stirnen.

3. An keiner Stelle des Gemäuers darf eine merkliche Zugspannung auftreten: weder an der Luftseite, wenn das Becken leer, noch an der Wasserseite, wenn es voll ist.

---

[29]) Man vergleiche Taschenb. der „Hütte“ (17. Aufl.) Abt. II, S. 492.

[30]) Dem zunächst Folgenden ist eine dankenswert zur Verfügung gestellte Handschrift des Professors Franz Kreuter-München zu grunde gelegt. Derselbe hat in der Zeitschr. f. Bauwesen (1894, S. 465) eine eingehende Abhandlung über die Berechnung der Staumauern veröffentlicht.

4. Endlich muß an keiner Stelle ein Gleiten zu befürchten sein; es pflegt sich aber herauszustellen, daß diese Bedingung sich ohne weiteres erfüllt, wenn den übrigen Bedingungen genügt wird.

Hiernach ist die Form des Querschnitts zu erörtern.

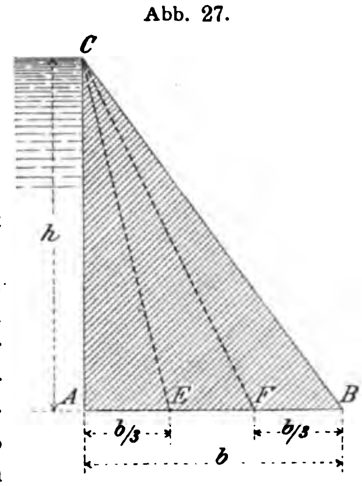
Der einfachste unter den Querschnittformen von durchaus gleicher Standsicherheit ist ein rechtwinkeliges Dreieck (Abb. 27) mit senkrechter innerer Seite, auch vergl. weiter unten Abb. 28.

Bezeichnet γ das spezifische Gewicht des Wassers und γ_1 das spezifische Gewicht des Mauerwerks, so ist die Mauerdicke in irgend einer Tiefe h unter dem bis an die Oberkante C reichenden Wasserspiegel durch die Gleichung gegeben:

$$\frac{b}{h} = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 5$$

CE und CF sind die Mittellinien des Drucks bei gefülltem, bezw. bei leerem Becken. Beide Linien sind gerade und begrenzen das mittlere Drittel der Querschnittfläche. Der Beweis vorstehender Formel folgt weiter unten.

Abb. 27.



In der Ausführung kann man die Mauer oben nicht mit einer scharfen Kante endigen lassen, sondern die Krone muß eine gewisse Breite haben, zumal sie oft einen Weg aufnimmt. Man ergänzt deshalb den oberen Teil der Mauer zu einem rechtkantigen mit einer Brüstung versehenen Block.

Dieser Teil wird der Kopf der Mauer genannt, und man hat früher angenommen, daß der mittlere Teil derselben (der Rumpf) sich an den Kopf unmittelbar anschließe. Eine solche Einteilung ist jedoch unvollständig; es ist vielmehr zwischen Kopf und Mittelstück noch ein Zwischenglied erforderlich, sodaß also vier Teile des Mauerquerschnitts zu unterscheiden sind, deren jeder für sich, aber im Anschluß an den vorangehenden, berechnet werden muß.

Der rechteckige Kopfteil kann nur der Bedingung genügen, daß die Mittellinie des Drucks bei vollem Becken durch das vordere Drittel seiner unteren Grundfläche gehe; bei leerem Becken geht sie durch die Mitte.

Da außerdem an den untersten Teil der Mauer (den Fuß) andere Anforderungen zu stellen sind, als an den Rumpf, so sind die vier durch wagerechte Ebenen getrennten Teile des Mauerwerks:

1. Der rechteckige Kopf.

2. Das Zwischenglied, der Hals, welcher trapezförmig gestaltet ist. Die Mittellinie des Drucks geht bei leerem Becken durch das hintere, bei vollem durch das vordere Drittel der Grundlinie.

3. Der Rumpf ist von solcher Gestalt, daß sowohl die hintere, als auch die vordere Mittellinie des Drucks je am Rande der Kernfläche verläuft, und von solcher Höhe, daß die Kantenpressung nicht größer wird, als die zulässige Belastung des Baustoffes.

4. Der **Fuß** ist so gestaltet, daß die Kantenpressung mit zunehmender Höhe nicht weiter wächst.

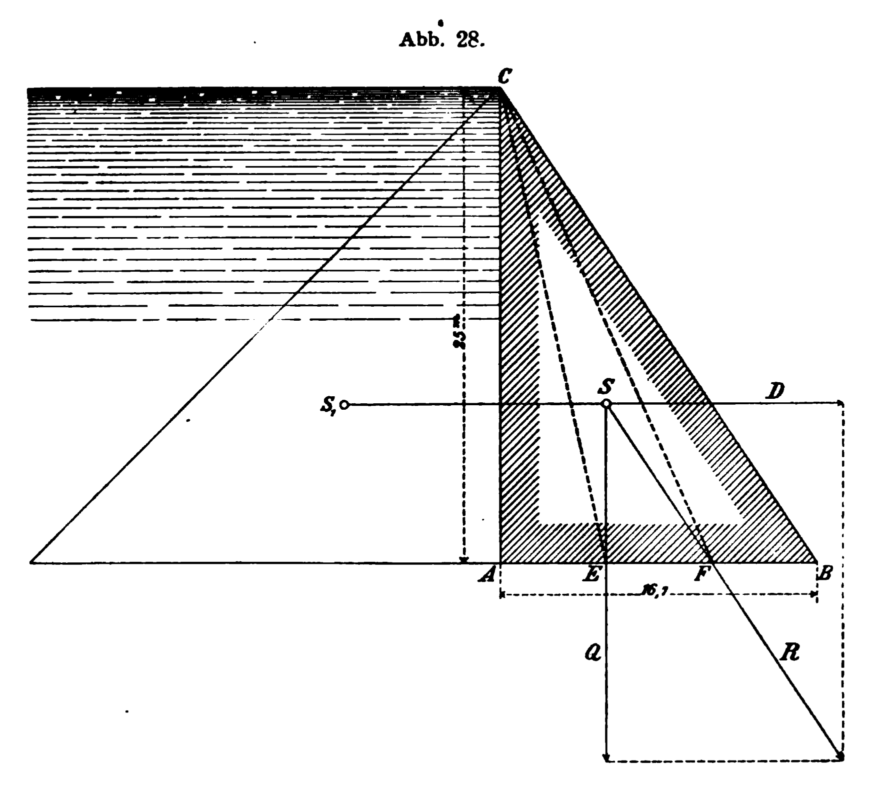
Bei der Berechnung des Querschnitts kommt es in erster Linie auf die Bestimmung der Mauerdicken an den Grenzen der Hauptteile der Mauer an; in zweiter Linie ist die Gestalt der einzelnen Mauerquerschnitte zu ermitteln. Beides kann an dieser Stelle nicht erschöpfend erörtert werden. Der Gang der Erwägungen ist folgender:

Man nimmt als Querschnitt der Mauer zunächst das oben erwähnte rechtwinkelige Dreieck ABC (Abb. 28) an und bezeichnet mit:[31])

h die Höhe des Dreiecks und des Wasserspiegels in Metern.

b die Grundlinie AB in Metern.

Abb. 28.



D den Wasserdruck für eine Breite = 1 (rechtwinklig zur Bildebene gemessen) in **kg**.

Q das entsprechende Gewicht der Mauer in **kg**.

R die Mittelkraft aus D und Q in **kg**.

Alsdann ist

$$D = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \text{ und } Q = \gamma_1 \cdot \frac{b \cdot h}{2}$$

Die Mittelkraft aus D und Q hat ihren Angriffspunkt in dem Schwerpunkt S des Dreiecks ABC. Soll nun dieselbe die Grundlinie im vorderen Drittel $FB = \frac{1}{3} AB$

[31]) Handb. (3. Aufl.). Erster Band, Abteilung II, Kap. V, S. 304.

schneiden, so muß sie parallel zu CB gerichtet sein und es folgt daher in Bezug auf F die Momentengleichung:

$$D \cdot \frac{h}{3} = Q \cdot \frac{b}{3},$$

oder, wenn für D und Q die obigen Werte eingesetzt werden:

$$\gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} = \frac{\gamma_1 \cdot b \cdot h}{2} \cdot \frac{b}{3}, \text{ woraus sich ergibt}$$

$$b^2 = \gamma \cdot \frac{h^2}{h_1}, \text{ oder } b = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}}$$

Sei zum Beispiel die Höhe h des Wasserspiegels 25 **m** und das Gewicht eines **cbm** Sandsteinmauerwerk gleich 2,25 **t**, so erhält man die Breite b der Staumauer

$$b = h \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma^1}} = 25 \sqrt{\frac{1000}{2250}} = 16{,}7 \text{ m.}$$

Ferner ergibt sich die Kantenpressung bei B und bei gefülltem Becken, weil (vergl. S. 44)

$$s = \frac{2 \cdot N}{b} = 2 \frac{\frac{1}{2}\gamma_1 b h}{b} = \gamma_1 h$$

$$s = 2{,}25 \cdot 25 = \text{rund } 56 \text{ t/qm} = 5{,}6 \text{ kg/qcm.}$$

Wenn das Becken leer ist, wirkt nur das Gewicht der Mauer und die Kantenpressung bei A fällt ebenso groß aus, wie die bei B.

Pressungen von 5,6 **kg/qcm** sind nicht allein zulässig, sondern sie vertragen eine Steigerung bis etwa 8 **kg/qcm** bei gutem Baustoff.

E und F (Abb. 28) sind Punkte der beiden in Betracht kommenden Mittellinien des Drucks und es ist $AE = EF = FB = \frac{1}{3}$ b. Jede im Dreieck ABC angenommene horizontale Fuge erleidet dieselbe Teilung. Jene Mittellinien des Drucks sind deshalb gerade Linien, in der Abbildung sind sie stark gestrichelt gezeichnet.

Wenn man das obige Beispiel in der Weise verändert, daß man zwar die Höhe h = 25 **m** und die Breite AB = 16,7 **m** beibehält, jedoch der Mauer an der Wasserseite einen Anlauf 1:10 gibt, und für diesen Mauerquerschnitt die Kantenpressungen ermittelt, ergibt sich eine Steigerung der Pressung an der Luftseite des gefüllten Beckens, während sich die Pressung an der Wasserseite des leeren Beckens verringert. Da das Umgekehrte erwünscht ist (s. S. 44, unter 3), wäre jene Veränderung nicht zweckmäßig. Weitergehende Untersuchungen zeigen, daß für die Wasserseite der Staumauern, abgesehen von ihrem Fuß, eine lotrechte Begrenzung, höchstens ein ganz schwacher Anlauf am Platze ist.

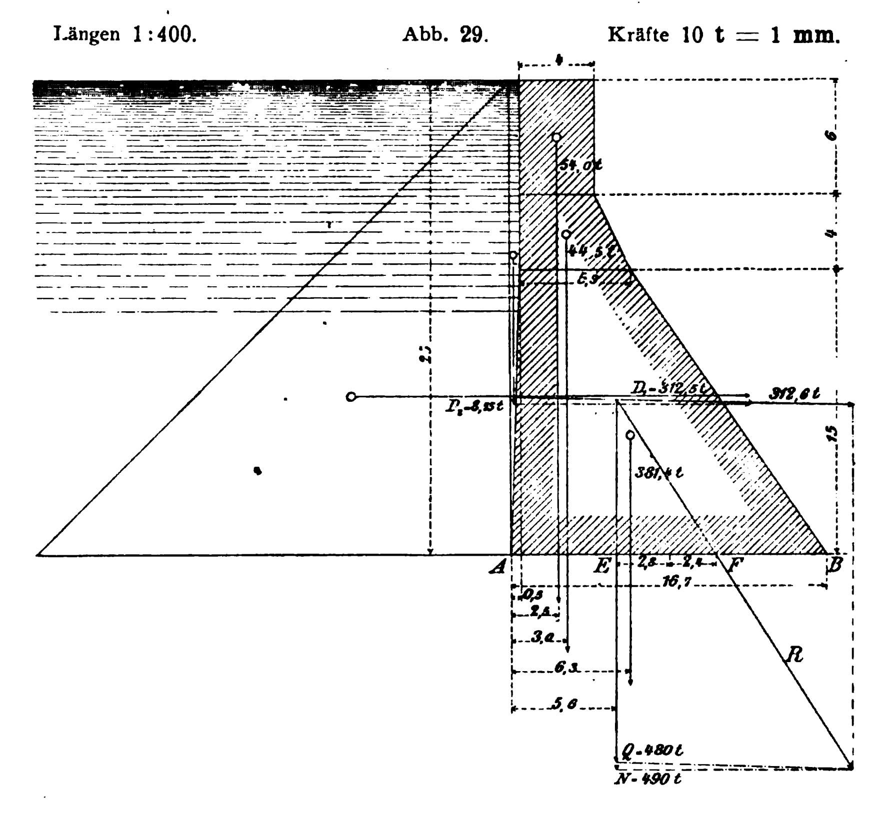
Der Kopf erhält, wie bereits gesagt, einen rechteckigen Querschnitt, dessen Breite man nicht geringer als 2,5 **m** annimmt. Bei zunehmender Höhe der Mauer steigert man die Breite bis 6,0 **m**; aus ihr ergibt sich die Höhe des Rechteckes. Bei der Berechnung kann man die Formel $h = b\sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma}}$ benutzen, denn es ist zweckmäßig den Rechnungen einen bis zur Krone reichenden Wasserstand zugrunde zu legen, um dem Stoß der Wellen einigermaßen Rechnung zu tragen.

Durch Beifügung des Kopfs erleidet der oben beispielsweise besprochene Querschnitt eine wesentliche Umgestaltung, s. Abb. 29, in welcher der Hals willkürlich angenommen ist, weil es zu weit führen würde, auf die ihn betreffenden Berechnungen einzugehen. Als Höhe ist wieder 25 **m**, als Breite die Grundlinie 16,7 **m**

eingeführt. An der Grenze zwischen Hals und Rumpf beginnt an der Wasserseite ein Anlauf 1 : 30.

Man zerlegt den Wasserdruck in die wagerechte Kraft D_1 und die senkrechte D_2. Der gesamte, im Schnittpunkte der Kräfte D_1 und D_2 angreifende Wasserdruck ist gleich $\sqrt{D_1^2 + D_2^2}$, somit = 312,6 **t**.

Längen 1 : 400. Abb. 29. Kräfte 10 **t** = 1 **mm**.



Ermittelt man jetzt die Gewichte der einzelnen Mauerteile und deren Schwerlinien, und hieraus die Schwerlinie der ganzen Mauer, ferner aus deren Gewicht = 480 **t** und dem gasamten Wasserdruck die Mittelkraft R, so ergeben sich die beiden Schnittpunkte E und F und danach der Abstand des Punktes F von der Mitte der Grundlinie gleich 2,4 **m**. R wird in eine horizontale und eine vertikale Kraft N = 490 **t** zerlegt. Bei gefülltem Becken ist die Kantenpressung auf der Luftseite:

$$s = \frac{490}{16{,}7}\left(1 + \frac{6 \cdot 2{,}4}{16{,}7}\right) = 54{,}5\ \mathbf{t/qm} = 5{,}4\ \mathbf{kg/qcm}$$

und auf der Wasserseite

$$s = \frac{490}{16{,}7}\left(1 - \frac{6 \cdot 2{,}4}{16{,}7}\right) = 4{,}1\ \mathbf{t/qm} = 0{,}41\ \mathbf{kg/qcm}.$$

Wenn das Becken leer ist, wirkt nur das Gewicht der Mauer = 480 **t** und man erhält als Kantenpressung an der Wasserseite

$$s = \frac{490}{16{,}7}\left(1 + \frac{6 \cdot 2{,}8}{16{,}7}\right) = 57{,}8\ \mathbf{t/qm} = 5{,}78\ \mathbf{kg/qcm}.$$

Der Punkt E liegt an der Grenze des Kerns, der Punkt F innerhalb desselben. Der untersuchte Querschnitt entspricht den auf S. 44 namhaft gemachten Anforderungen.

Die Breite neuerer Staumauer-Querschnitte in 25 **m** Abstand von der Krone ab gemessen beträgt:

bei der Talsperre von Chamond in Frankreich . . . . 14,0 **m**
„ „ „ „ Alfeld im Elsaß . . . . 15,5 „
„ „ „ des Furens in Frankreich . . . . 18,0 „
„ „ „ von Habra in Algier . . . . 19,0 „
„ „ „ „ Chemnitz . . . . 20,0 „
also durchschnittlich 17,5 **m**.

Es ist ausgeschlossen, die Lehre von den Staumauern hier vollständig vorzuführen. Über die Gestaltung ihrer Luftseite soll nur bemerkt werden, daß die gewöhnlich gewählte krummlinige Begrenzung des Querschnitts dem Bestreben entsprungen ist, die Kantenpressungen nicht allein an der Innen- und Außenseite, sondern auch in den verschiedenen Höhen der Mauer ziemlich gleich zu machen. Der Fuß erfordert Berücksichtigung der Tragfähigkeit des Untergrundes, es wird meistenteils eine namhafte Vergrößerung der Breite erforderlich; dieselbe ist aber nach und nach zu bewerkstelligen. Von der Ausführung der Staumauern wird in Art. 20 die Rede sein.

Abb. 30.

Von der großen Zahl neuerer Mitteilungen sind unten einige besonders bemerkenswerte namhaft gemacht.[32])

Im allgemeinen ist die Vervollkommnung der besprochenen Mauern einer wissenschaftlichen Behandlung der Aufgaben des Ingenieurs zu verdanken. Ein Vergleich eines ältern Staumauerquerschnitts mit einem neueren (Abb. 30) zeigt diesen Fortschritt ohne weiteres.

19. Gegrabene und gemauerte Becken und Behälter. In der Einleitung (Art. 16) ist angedeutet, daß bei den gegrabenen und gemauerten Behältern und Becken zwei Hauptarten zu unterscheiden sind, deren erste, zunächst zu besprechende zum Reinigen des Wassers dient, während die zweite eine Aufspeicherung des reinen Wassers bezweckt.

Das Wasser fließender Gewässer muß, wenn es für die Wasserversorgung der Ortschaften verwendet werden soll, gereinigt werden, weil die natürlichen Wasserläufe in ihrem Naturzustande grobe und feine Sinkstoffe oft in großen Mengen, sowie außerdem viele lebende und abgestorbene organische Wesen mit sich führen. Diese Verunreinigungen werden häufig dadurch noch wesentlich gesteigert, daß die Wasserläufe

[32]) Lieckfeldt. Die Standfestigkeit von Staumauern mit offenen Lagerfugen. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 105. — Ziegler. Der Talsperrenbau nebst einer Beschreibung ausgeführter Talsperren. Berlin 1900. — Die Lingese Talsperre bei Marienheide. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 105. — Man vergleiche auch Anm. 25, S. 39.

zur Aufnahme des Schmutzwassers der bewohnten Orte, der Fabriken u. s. w. benutzt werden.

Die Reinigung des Wassers der Flußläufe geschieht in der Regel in besonderen Behältern, welche in kleinerem Maßstabe auch bei Quellfassungen zur Zurückhaltung des mitgeführten Sandes angewendet werden, vergl. S. 19. Die Sinkstoffe des Flußwassers sind aber zum Teil viel feiner und das Wasser muß zuerst in großen Klärbecken (Ablagerungsbecken) von den groben Sinkstoffen befreit, dann aber in Filterbecken einer gründlichen Reinigung unterzogen werden[33]).

Die Klärung des Wassers geschieht gewöhnlich dadurch, daß man das Klärbecken mit Wasser füllt und einen beständigen, aber sehr langsamen Zu- und Abfluß einrichtet. Man begnügt sich mit einer Durchflußgeschwindigkeit von 1 bis 2 **mm** in der Sekunde, welche einen Querschnitt von 0,5 bis 1 **qm** für das Sekundenliter erfordert.

Sohle und Wandungen der Klärbecken sind zur Vermeidung von Wasserverlusten möglichst dicht herzustellen, was dadurch geschieht, daß man den Boden mit Tonschlag oder Beton, die Wandungen dagegen mit Pflaster oder Mauerwerk bekleidet.

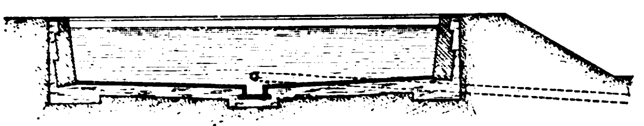
Zur gründlichen Reinigung des Wassers dienen Filterbecken, deren Wirksamkeit mit der Wirkung der Filterbrunnen (S. 25) verwandt ist. Aus der sogenannten Arbeitsgeschwindigkeit der Filter und der zu reinigenden Wassermenge ergibt sich die erforderliche Betriebsfläche, welcher ein Zuschlag für die in Reinigung und Wiederauffüllung begriffenen Filter hinzuzufügen ist. Filter von 700 bis 1200 **qm** für kleinere, von 1200 bis 2000 **qm** für mittlere und von 2000 bis 3500 **qm** Fläche für große Anlagen haben sich am zweckmäßigsten erwiesen. Im Durchschnitt kann man annehmen, daß von zehn Filtern nur sieben gleichzeitig tätig sind, während eins in Entleerung, eins in Reinigung und eins in Wiederauffüllung begriffen ist.

Man unterscheidet offene und bedeckte Filter; die letzteren können entweder überwölbt oder überdacht sein. Der Betrieb der offenen Filter leidet fast ohne Ausnahme bei heißer Witterung unter der Bildung von Algen, bei strengen Wintern dagegen durch die Eisdecke, welche behufs Lüftung und Reinigung der Filter wiederholt entfernt werden muß. Diese Übelstände werden durch Überwölbung der Filter beseitigt, welche das Wasser vor der Einwirkung der Sonne schützt und die Eisbildung, sowie durch eine Erdüberdeckung die Einwirkung des Frostes auf das Bauwerk verhindert.

Die seitlichen Begrenzungen der Filter werden entweder durch senkrechte Mauern oder durch geböschtes Pflaster aus natürlichem Stein oder hart gebrannten Backsteinen hergestellt, sie, nicht minder die Sohle, müssen soweit möglich wasserdicht sein.

Über die Einzelheiten der genannten Behälter geben nachstehende Beispiele einigen Aufschluß.


Abb. 31. M. 1:400.



Das Klärbecken der Altonaer Wasserleitung, dessen Querschnitt Abb. 31 bringt, hat einen rechteckigen Grundriß, gemauerte Umfassungswände, ist offen und vollständig von Erde umgeben. Der besseren Entleerung und Reinigung wegen hat der Boden des Behälters ein mäßiges Gefälle nach der Mitte zu, wo unterhalb des Entleerungsrohres eine vertiefte Stelle zur Aufnahme

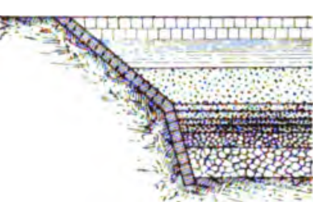
---

[33]) Handb. (3 Aufl.) Kap. VI, § 9.

vorhandener Verunreinigungen angeordnet ist. Es sind zwei derartige Klärbecken vorhanden; sie erhalten das unreine Wasser aus einer gemeinschaftlichen, an den Schmalseiten befindlichen Kammer. Bei dieser Anlage läßt man das Wasser in den Becken eine Zeitlang ruhig stehen und entleert dieselben fast ganz.

Das Filterbecken für Liverpool, dessen Begrenzung in Abb. 32 zum Teil dargestellt ist, besteht aus einem ausgegrabenen Becken ohne Überdeckung. Die untere Böschung wurde steiler hergestellt als die obere, was wegen der teilweisen Aufhebung des Erddrucks durch den Filtersand und die Stützschichten zulässig erscheint.

Abb. 32.

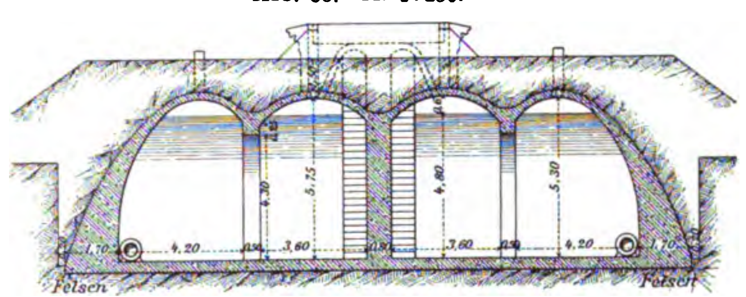


Die Aufspeicherung großer Wassermengen in Reinwasserbehältern oder Hauptbehältern[34]) ist erforderlich, weil der Zufluß des Wassers mehr oder weniger ungleichmäßig stattfindet, mitunter sogar ganz unterbrochen wird und weil der Verbrauch sehr verschieden ist. Derselbe fällt in den Tagestunden größer aus, als in den Nachtstunden, an Wochentagen größer als an Sonntagen, in den Sommermonaten größer als im Winter u. s. w. Wenn Quellwasser benutzt wird, machen sich die letztgenannten Unterschiede besonders fühlbar.

Weil die Aufgabe dieser Behälter in einer Ausgleichung zwischen der Ergiebigkeit der Zuflußleitung und dem Verbrauche im Verteilungsnetz besteht, wird der Hauptbehälter auch Ausgleichbehälter genannt. Derselbe muß eine solche Höhenlage erhalten, daß der Druck groß genug ist, um sämtliche Stadtteile mit Wasser versorgen zu können. Dieser hohen Lage wegen nennt man den Hauptbehälter auch Hochbehälter.

Gemauerte Hochbehälter werden nur gewählt, wenn man sie auf einem in nicht zu großer Entfernung von der Ortschaft liegenden Hügel erbauen kann. Wenn dies nicht der Fall ist, sind eiserne, auf einem gemauerten Unterbau ruhende Behälter am Platze.

Abb. 33. M. 1:250.



Bei der Bestimmung der Größe gemauerter Behälter kann als Anhaltspunkt dienen, daß sie mindestens 50 l Wasser für jeden Einwohner der Ortschaft bergen sollten. Die Rücksicht auf das Anwachsen großer Städte und andere Umstände haben aber veranlaßt, daß bei diesen die Behälter gewöhnlich sehr viel größer gemacht sind. Beispielsweise verfügten bereits im Jahre 1890 München (350000 Einwohner) über 37500 cbm und Frankfurt a. M. (180000 Einwohner) über 24500 cbm Fassungsraum

[34]) Handb. Kap. V, S. 80 u. 145; Kap. VI, S. 12 u. 14.

ihrer Hauptbehälter, weil dieselben auch einen Vorrat für den Fall einer Unterbrechung der langen Zuleitungen aufzunehmen haben.

Auf die Einzelheiten der Anordnung und Konstruktion der Hauptbehälter kann hier nicht eingegangen werden. Es sei nur bemerkt, daß man in neuerer Zeit bei ihrer Herstellung Zementbeton mit Vorteil verwendet.

Ein Beispiel ist der Hauptbehälter der Wasserleitung zu Minden i. W. (17000 Einwohner im Jahre 1874). Derselbe hat einen rechteckigen Grundriß von 13,24 m auf 20,8 m, den Querschnitt zeigt Abb. 33 S. 51, er besitzt zwei Kammern von je 450 cbm Inhalt. Die Umfassungsmauern, welche den Schub der Gewölbe aufzunehmen haben, sind, entsprechend dem Verlauf der Mittellinie des Drucks, von bogenförmiger Gestalt, wodurch eine wesentliche Ersparnis an Mauerwerk erzielt und zugleich der Fassungsraum vergrößert wird. Da Mauern aus Zementbeton sich hinsichtlich ihrer Form den wirkenden Kräften besser anpassen, als solche aus Backsteinen, welche eine absatzweise Verstärkung bedingen, wurde der Hauptbehälter ganz aus Beton hergestellt. Eine Rohrleitung im Innern desselben vermittelt den Zufluß des Wassers; der Abfluß findet durch die nämliche Öffnung statt. Der Innenraum des Behälters ist selbstverständlich zugänglich und durch die in den Gewölben angebrachten Öffnungen, welche so überdeckt sind, daß Tiere nicht hineingelangen können, kann die Luft beim Füllen des Behälters entweichen, auch sich erneuern.

20. Herstellung wasserdichter Mauern und Erdkörper[35]). Die Aufgabe Mauern und Erdkörper wasserdicht zu erbauen, liegt bei den Wasserbehältern nicht allein vor. Auch die auf S. 15 erwähnten Deiche müssen soweit möglich wasserdicht sein, nicht minder alle Bauwerke, welche eine Grenze zwischen zwei in verschiedener Höhe liegenden Wasserspiegel bilden, insbesondere die in Art. 54 vorgeführten Kammerschleusen. Mitunter (beispielsweise bei den Schiffartskanälen) ist die Längenerstreckung so groß, daß man sich der Kosten wegen darauf beschränken muß, die in Folge Versickerung eintretenden Wasserverluste durch Dichtungsarbeiten möglichst zu verringern.

Die in Rede stehende Aufgabe stößt auf nicht geringe Schwierigkeiten, weil die Baustoffe, aus welchen Mauern und Erdkörper hauptsächlich hergestellt werden, porös sind. Dazu kommt die ansehnliche Stärke des Wasserdrucks, die Dünnflüssigkeit des Wassers und das Ansaugen desselben durch enge Öffnungen infolge der Kapillar-Attraktion. Baustoffe, welche genügende Wasserdichtheit haben, sind erhärteter guter Zement- und Traßmörtel, zweckmäßig verarbeiteter Ton, auch Asphalt und das Eisen. Schmiedeiserne Behälter lassen sich durch gute Nietarbeit ohne Schwierigkeit wasserdicht herstellen.

Im allgemeinen steht fest, daß nur eine besonders sorgfältige Wahl der Baustoffe und große Aufmerksamkeit bei der Ausführung zum Ziele führt.

Beim Mauerwerk vermag die Verwendung möglichst dichter Bausteine und eines guten, die Steine vollständig umhüllenden hydraulischen Mörtels, die Durchlässigkeit erheblich einzuschränken. Dabei dürfen natürliche Steine nicht zu groß sein, sie müssen eine rauhe Oberfläche besitzen und gut gereinigt werden. Ferner sind die Steine in vollen Mörtel zu betten und dürfen nach ihrer Vermauerung nicht nachträglich in ihrer Lagerung gestört werden. Endlich sind die Steine gut anzufeuchten und das Mauerwerk ist an der Oberfläche vor Austrocknen zu schützen. Es wird empfohlen, den Mörtel in die Fugen zu stampfen und dicke Fugen anzuwenden.

---

[35]) Handb. (3. Aufl.) Kap. III, S. 261 und 262; Kap. VI, S. 295—297; Kap. XII, S. 642—644.

Auch bei Quadermauerwerk sollen die Steine nicht zu glatt bearbeitet, und die Fugen nicht zu klein hergestellt werden, damit der Mörtel sie gut ausfüllen kann. Bei Bruchsteinmauerwerk entspricht ein Cyklopenmauerwerk den Anforderungen der Wasserdichtheit besser, als Mauerwerk mit abgeglichenen Lagerfugen. In dieser Weise sind unter anderm die 50 m hohe Mauer für das Staubecken des Furens und die Mauer des Alfeld-Beckens hergestellt.

Bei einigen ausgeführten Behältern ist das Bruchsteinmauerwerk an der Innenseite mit Backsteinen verkleidet, welche einen Zementverputz erhalten haben. Ein guter Überzug aus Zementmörtel an der Wasserseite der Behälter ist überhaupt ein gutes Mittel zur Erzielung von Wasserdichtheit. Derselbe wird nach vorheriger Reinigung der Wand- und Bodenflächen in zwei bis drei Lagen von je 3 bis 5 mm Stärke aufgetragen, worauf noch eine vierte dünne Schichte von reinem Zement aufgebracht und geglättet wird. Zur Herstellung einer wasserdichten Sohle eignet sich ferner der Asphalt, wenn eine trockene und feste Unterlage vorhanden ist. Wird derselbe in zwei Lagen aufgetragen, so werden etwaige kleine Risse in der unteren Schicht überdeckt und geschlossen.

Nicht selten findet man die gleichzeitige Verwendung von Tonschlag und Mauerwerk, in welchem Fall das Mauerwerk die Bestimmung hat, eine schützende Schale, bezw. eine ebene Oberfläche herzustellen, während die Wasserdichtheit mehr auf dem Tonschlag beruht. Derselbe darf nicht rein verwendet werden, er wird vielmehr zur Hälfte der ganzen Masse mit Sand vermischt oder besser mit Kies und Sand zu einer Art Tonbeton verarbeitet. Reiner Ton bekommt nämlich beim Austrocknen lange und weite Risse, während sich in einer von vielen Steinchen durchsetzten Tonmasse nur unschädliche Haarrisse bilden können.

Die Maßregeln, welche befolgt werden, um bei Erdkörpern möglichste Wasserdichtheit zu erzielen, bestehen darin, daß man die Dämme wo möglich aus sandigem Lehm herstellt. Wo sich ein solcher Boden nicht vorfindet, empfiehlt sich eine Mischung aus etwa 2 Teilen Sand und 1 Teil fetten Bodens. Ferner ist der Boden in dünnen Lagen sehr sorgfältig einzubringen. Eine Dichtung der Lagen mittelst einer aus großen und kleinen Scheiben gebildeten Walze ist zu empfehlen, falls nicht zum Anfahren des Bodens Pferdefuhrwerk verwendet wird, wobei die Füße der Pferde und die Wagenräder denselben Dienst tun. Dämme von 6 m Höhe und darüber werden noch mit einem wasserdichten Kern oder einem wasserdichten Körper an der Wasserseite versehen. Der erstere wird gewöhnlich aus Tonschlag, der letztere aus sehr sorgfältig eingebautem und mit Sand vermischtem fetten Boden hergestellt.

Bei der Ausführung der Staudämme und Deiche ist deren Grundfläche so vorzubereiten, daß eine innige, gegen Durchquellung sichernde Verbindung mit dem Damme erzielt wird. Es sind deshalb die Rasen abzunehmen, alle Wurzeln zu beseitigen und Gräben von Schlamm zu reinigen, alsdann ist die ganze Fläche durch Pflügen rauh zu machen. Ist über weichem Untergrunde ein Deich herzustellen, so hebt man in der Mitte einen Graben bis auf den festen Boden aus, der sodann mit fetter Erde ausgefüllt wird. Auch wenn ein Deich über sandiges Gelände geführt werden muß, ist zur Verminderung des Durchquellens die Einbringung eines 1 bis 2 m starken, möglichst tief in den Boden eingreifenden Kernes von günstiger Wirkung.

Der wasserdichte Anschluß von Eisenteilen an Mauerwerk oder Erde und von Mauerwerk an Erde kommt bei den Anschlußstellen der Ableitungen der

Sammelbecken, aber auch bei manchen anderen Bauwerken in Frage. Um diese Stellen möglichst dicht zu machen, gibt man den Eisenteilen oder dem Mauerwerk eine Anzahl scharfkantiger Vorsprünge, welche in die benachbarten Stoffe eingreifen. Bei Mauerwerk aus natürlichen Steinen kann man ähnliches dadurch erreichen, daß man die dem Erdreich zugekehrten Seiten der Steine unbearbeitet läßt, wodurch eine rauhe und mit vielen Vorsprüngen versehene Anschlußfläche des Mauerwerks entsteht. Zum guten Andichten des Eisens oder Mauerwerks an ihre Umgebung eignet sich sehr gut ein Mantel aus Tonschlag, weil sich dieser einerseits an die härteren Materialien, andererseits aber auch an die Erde dicht anschließt.

Es sei noch bemerkt, daß wasserdichte Holzkonstruktionen dadurch hergestellt werden, daß man alle Fugen durch Löschpapier oder feines trockenes Moos, das zwischen die frisch geteerten und fest zusammengetriebenen Holzflächen gelegt wird, wasserdicht macht. Nur ausnahmsweise darf man nachträglich Werg an einzelnen undichten Stellen einbringen und eine Kalfaterung, wie bei den Bekleidungen hölzerner Schiffe, vornehmen.

21. Schmiedeeiserne Wasserbehälter, namentlich Berechnung cylindrischer Hochbehälter[36]. Das Eisen kommt bei Wasserbehältern zur Anwendung, deren Boden über der Oberfläche des Aufstellungsortes liegt. Man wählt, namentlich für größere Ausführungen, fast ausschließlich das Schmiede- bezw. Walzeisen, weil sich dieses mehr als das Gußeisen zur Aufnahme der durch den Wasserdruck entstehenden Zugspannungen eignet.

Abb. 34.

Die günstigste Form für diesen Baustoff bietet ein senkrecht stehender, oben offener Cylinder, weil jene Spannung in allen Punkten des Mantels, welche in einer wagerechten Ebene liegen, die nämliche Größe besitzt und weil sich die zugehörigen Bleche leicht herrichten und nieten lassen. Besteht der Boden des Cylinders aus einer Ebene und setzt man für den ganzen Behälter eine gleiche Blechstärke voraus, so wird die Mantelfläche desselben bei gegebenem Fassungsraum am geringsten, wenn die Höhe gleich dem Bodenhalbmesser ist.

Da es sich nämlich um den Mantel eines Umdrehungskörpers handelt, dessen Querschnitt das Rechteck Abb. 34 sei, so ist, wenn man mit u den sogenannten benetzten Umfang und mit F die Querschnittsfläche desselben bezeichnet:

$$u = x + 2y \text{ und } F = x \,.\, y$$

$$\text{somit } y = \frac{F}{x} = F \,.\, x^{-1}$$

$$\text{Aus } u = x + 2 \;\; F \,.\, x^{-1} \text{ erhält man } \frac{du}{dx} = 1 - 2 \,.\, F \,.\, x^{-2}.$$

Setzt man dies gleich Null, so erhält man die Gleichung:

$$1 - 2F \,.\, x^{-2} = 0, \text{ woraus sich ergibt}$$

$$x^2 = 2\,F = 2 \,.\, x \,.\, y.$$

$$\text{Also } x = 2y \text{ und } y = \frac{x}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 6.$$

Weil dieses Ergebnis für jeden Querschnitt des Umdrehungskörpers gilt, ist der Satz, daß die Mantelfläche am kleinsten ist, wenn die Höhe gleich dem halben Bodendurchmesser angenommen wird, bewiesen.

[36]) Handb. (3. Aufl.) Kap. VI, S. 295, 305—309.

Da aber, wie weiter unten dargelegt werden wird, eine ebene Kreisfläche keineswegs die günstigste Gestalt für den Boden ist, und weil es sich nicht bloß um den Behälter selbst, sondern auch um einen Unterbau sowie um die größere oder geringere Hubhöhe des Wassers handelt, so wird es in der Mehrzahl der Fälle erforderlich, vergleichende Entwürfe aufzustellen und die Kosten derselben zu ermitteln.

Die Rücksichten auf die Kosten des Unterbaues weisen auf eine erhebliche Verringerung des Bodendurchmessers hin; wenn also das Wasser aus hochliegenden Quellen oder aus einem Sammelbecken kostenlos zuströmt, wird man die Höhe des Behälters vergrößern und sie unter Umständen sogar gleich dem Durchmesser machen. Anderseits führen die Rücksichten auf die Hubhöhe des Wassers dazu, Behälter von mäßiger Höhe anzuwenden, namentlich dann, wenn das Wasser durch Menschenkraft gehoben werden muß.

Die Berechnung der Blechstärke des cylindrischen Mantels geschieht in nachstehender Weise:

Man betrachtet einen Ring von der nur geringen Höhe a, denkt denselben in der Mitte durchschnitten (Abb. 35) und führt als Gegenkräfte die Zugspannungen SS ein. Der Wasserdruck D und die Zugspannung SS halten einander das Gleichgewicht. Der Halbmesser des Ringes sei R.

Abb. 35.

Ferner bezeichnet:

p den Wasserdruck auf die Flächeneinheit,

δ die Wandstärke des Ringes,

k die zulässige Zugspannung.

Dann ist $D = 2Rap$, denn für den wagerechten Wasserdruck auf eine gekrümmte Fläche kommt die Projektion derselben auf eine zur Druckrichtung senkrechte Ebene in Betracht.

Ferner ist $2\,S = 2\,k \, . \, a\delta$, somit

$$2\,Rap = 2\,ka\delta \text{ und } k\delta = Rp \quad \ldots\ldots \quad 7.$$

Diese Formel gilt nur für dünnwandige cylindrische Behälter.

Die Zahlenrechnungen gestalten sich am einfachsten, wenn man $a = 1$ **cm** setzt. Der Abstand des Schwerpunkts des untersuchten Rings vom Wasserspiegel sei z **m**, auch R sei in Metern gegeben, k in **kg/qcm**.

Dann ist

$$p = 100\,z\,\mathbf{gr} = \frac{z}{10}\,\mathbf{kg} \quad \ldots\ldots \quad 8.$$

und aus Gl. 7 folgt, indem man R in **cm** verwandelt und $k = 800$ **kg/qcm** annimmt,

$$800 \, . \, \delta = R \, . \, 100 \, . \, \frac{z}{10}$$

$$\text{somit } \delta = \frac{Rz}{80} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 9.$$

Die auf diese Weise sich ergebenden Werte für δ werden mit Rücksicht auf die erforderliche Steifigkeit der Wandungen, den Rost und die Möglichkeit einer Abweichung von der cylindrischen Form um 0,3 bis 0,5 **cm** oder auch noch mehr vergrößert.

Als Beispiel diene der 400 **cbm** fassende Hochbehälter zu Remscheid, dessen Durchmesser 7,5 **m** beträgt und dessen cylindrischer Mantel eine Höhe von 7,8 **m** besitzt. Nach obiger Formel berechnet sich die Blechstärke für den untersten Ring wie folgt:

$$\delta = \frac{7{,}5 \, . \, 7{,}8}{80} = 0{,}7 \text{ cm}$$

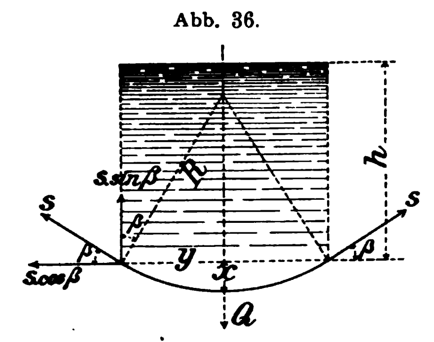
Einschließlich der nötigen Vergrößerung dieser theoretisch berechneten Stärke um 0,3 cm ergibt sich demnach die Blechstärke zu 0,7 + 0,3 d. h. zu 1 cm, ein Maß, nach welchem der untere Teil des fraglichen Wasserbehälters tatsächlich ausgeführt wurde.

Cylindrische Behälter mit flachen Böden stellen sich billiger, als solche von rechteckiger Form, sind aber wegen der erforderlichen vollständigen Unterstützung des Bodens noch immer ziemlich teuer. Durchhängende Böden, welche einer derartigen Unterstützung nicht bedürfen, sind aus diesem Grunde vorteilhafter, sie erhalten meistens die Form eines Kugelabschnitts.

Um die bei einem solchen Boden auftretenden Spannungen zu ermitteln, denke man sich den hängenden Boden des Wasserbehälters im Abstande x von dem tiefsten Punkte horizontal geschnitten s. Abb. 36. Alsdann wirkt in senkrechter Richtung das Gewicht der über dem Schnitte stehenden Wassersäule, sowie das Gewicht der unterhalb derselben befindlichen Wassermenge. In dem Bleche des Bodens werden durch diese Kräfte Spannungen hervorgerufen und die Summe ihrer senkrechten Komponenten muß gleich der vertikal abwärts wirkenden Last sein.

Sei nun Q das auf dem geschnittenen Bodenteil lastende Wassergewicht und S die in einem Meter des geschnittenen Kreises tangential wirkende Spannung, so muß, bei Vernachlässigung des Eigengewichts des Bodens, zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts die Summe der senkrechten Kräfte gleich Null sein, oder

Abb. 36.



$Q = 2\,y\,.\,\pi\,.\,S\,.\sin\beta$, woraus sich ergibt

$$S = \frac{Q}{2\,y\,.\,\pi\,.\sin\beta}$$

Q berechnet sich aus dem Inhalt des Kugelabschnittes und demjenigen des darüber liegenden Cylinders. Setzt man an Stelle des ersteren ein Paraboloid, so wird der Ausdruck zwar nicht genau, aber wesentlich einfacher[37]). Dann ist nämlich, wenn γ das Gewicht der Kubikeinheit Wasser bezeichnet,

$$Q = y^2 . \pi . h . \gamma + \frac{y^2 . \pi . x}{2} . \gamma = \gamma . y^2 . \pi \left(h + \frac{x}{2}\right).$$

Wird dieser Wert für Q in die obige Formel für S eingesetzt, so erhält man

---

[37]) Ist y der Halbmesser der Grundfläche und x die Höhe eines Paraboloids, so berechnet sich dessen Inhalt gleich $\frac{1}{2}\,\pi\,.\,y^2\,.\,x$, d. h. gleich der Hälfte eines Kreiscylinders, dessen Grundflächenhalbmesser gleich y und dessen Höhe gleich x ist. Nach der Guldinschen Regel ist nämlich der Inhalt eines Umdrehungskörpers gleich dem Inhalt der Umdrehungsfläche, multipliziert mit dem Weg des Schwerpunktes derselben. Ist die Umdrehungsfläche eine halbe Parabel mit der Grundlinie y und der Höhe x, so ist deren Fläche gleich $\frac{2}{3}\,.\,y\,.\,x$ und daher, da der Schwerpunkt um die Größe $\frac{3}{8}$ y von der Drehungsachse entfernt liegt und der Weg desselben demnach gleich $2\,.\frac{3}{8}\,y\,.\,\pi$ ist, der Inhalt des Paraboloids gleich $\frac{2}{3}\,y\,.\,x\,.\,2\,.\,\frac{3}{8}\,.\,y\,.\,.\,\pi$, oder gleich $\frac{1}{2}\,y^2\,.\,\pi\,.\,x$.

$$S = \frac{\gamma \cdot y^2 \cdot \pi \left(h + \frac{x}{2}\right)}{2\,y \cdot \pi \cdot \sin\beta} = \frac{\gamma \cdot y \left(h + \frac{x}{2}\right)}{2 \cdot \sin\beta},$$ oder, da $y = R \sin\beta$ ist,

$$S = \frac{\gamma \cdot R \cdot \sin\beta \left(h + \frac{x}{2}\right)}{2 \cdot \sin\beta}$$

also $$S = \gamma \left(h + \frac{x}{2}\right) \cdot \frac{R}{2} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 10.$$

Aus dieser Formel geht hervor, daß die Spannung mit abnehmendem x größer wird und am tiefsten Punkte des Bodens am größten ist; denn bei $h = 4$ m und $x = 2$ m ist beispielsweise $h + \frac{x}{2} = 5$ m, bei $x = 1$ und $h = 5$ ist $h + \frac{x}{2} = 5{,}5$, bei $x = 0{,}5$ und $h = 5{,}5$ ist $h + \frac{x}{2} = 5{,}75$ usw.

Um die im mittleren Teile des Bodens eintretende Spannung zu berechnen, denkt man sich einen kleinen Parallelkreis von 1 m Umfang, für welchen das sehr klein ausfallende x vernachlässigt werden kann, so daß die Formel für die gesuchte Spannung schließlich lautet:

$$S = \gamma \cdot h \cdot \frac{R}{2} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 11.$$

Als Beispiel eines cylindrischen Behälters mit kugelförmigem Boden möge der Hochbehälter in Halle a. S. dienen, welcher einen Inhalt von 1200 cbm und einen Durchmesser von 16 m hat. Die Höhe des cylindrischen Teiles beträgt 4,8 m, diejenige des Bodens 2,76 m, somit die ganze Höhe 4,8 + 2,76 = 7,56 m. Mit einem Halbmesser des Bodens gleich 14 m berechnet sich die Spannung S im mittleren Teile des Bodens:

$$S = 1000 \cdot 7{,}56 \cdot \frac{14}{2} = 52920 \text{ kg}.$$

Hieraus erhält man die Spannung s für 1 cm eines Kreises von 1 m Umfang

$$s = \frac{S}{100} = \frac{52920}{100} = 529 \text{ kg},$$

sowie die Blechdicke δ in cm bei einer Beanspruchung von 800 kg/qcm

$$\delta = \frac{s}{800} = \frac{529}{800} = 0{,}6 \text{ cm}.$$

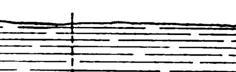
Diese theoretische Blechstärke δ ist jedoch etwa um 0,4 cm zu vergrößern, so daß sich 0,6 + 0,4 = 1 cm ergibt; bei der Ausführung hat man 12 mm gewählt. Die ermittelte Stärke kann für den ganzen Boden angenommen werden, weil die Spannung s in den großen Parallelkreisen nicht viel kleiner ausfällt, als im mittleren Teile des Bodens.

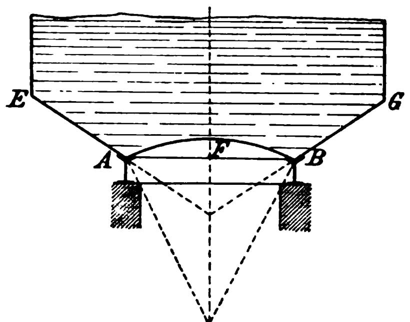
Die besprochenen Behälter werden da, wo der cylindrische Teil und der Boden zusammentreffen, durch einen auf dem Mauerwerk ruhenden Auflagerring gestützt. Der Boden des Behälters erzeugt aber in diesem Ringe Zugspannungen und es können in ihm elastische Veränderungen, die sich dem Mauerwerk mitteilen, eintreten. Dieser Übelstand wird durch die nachstehend kurz besprochenen Formen des Bodens, durch welche zugleich erhebliche Ersparnisse erzielt werden, gehoben.

Ein Kegelboden ist leichter herzustellen, als ein Kugelabschnitt, weil die Bleche nur nach einer Richtung gekrümmt zu werden brauchen; doch erhält er wegen der stärkeren Spannungen und der größeren Oberfläche ein Mehrgewicht, welches jenen Vorteil wieder aufhebt. Ein solcher wird aber erzielt, wenn man nach Intze das Auflager nicht in den Verbindungskreis zwischen Mantel und Boden legt, sondern es tiefer rückt, wodurch auch der Durchmesser des tragenden Ringes verringert wird.

Wendet man an Stelle des hängenden Kegelbodens, einen Gegenboden AFB (Abb. 37) an, so sucht dieser den Auflagerring auseinander zu schieben, während der stützende Kegelboden AEBG ihn zusammendrückt. Dadurch läßt sich als weiterer Vorteil ein spannungsloser Zustand des Auflagerringes erzielen, der auch noch fortbesteht, wenn man den Gegenboden nur teilweise zur Ausführung bringt und für den mittleren Teil einen Hängeboden wählt.

Abb. 37.





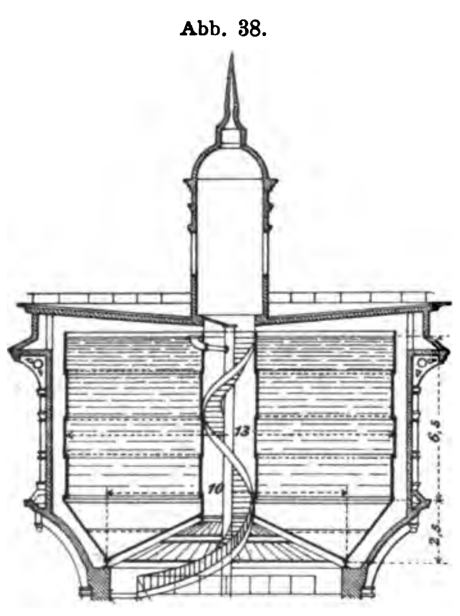
Bei der Berechnung dieser und verwandter Formen müssen außer den in den Parallelkreisen auftretenden Spannungen auch noch die in den Meridianen hervorgerufenen untersucht werden. (Die Bezeichnungen „Parallelkreis" und „Meridian" sind aus der allgemeinen Erdkunde auf die Böden der Wasserbehälter übertragen).

Abb. 38 bringt ein Beispiel eines für die Stadt Szegedin entworfenen Behälters mit spannungslosem Auflagerring, kegelförmigem Gegenboden und Treppencylinder.

Derartige und ähnliche Behälter mit Kegel- und Gegenboden wurden nach den Angaben von Intze in größerer Zahl ausgeführt; ihre Kosten stellen sich wesentlich niedriger, als diejenigen der Behälter mit gewöhnlichen Kugelböden [38]).

Die eisernen Behälter sind nach sorgfältiger Entfernung der Rostschicht mit einem Anstrich zu versehen, ihr Inneres ist zugänglich zu machen, damit die Reinigung vorgenommen und die Beschaffenheit des Anstriches festgestellt werden kann. Nach Beobachtungen an ausgeführten Konstruktionen bedarf der Boden eines sorgfältigeren Schutzes, als die Seitenwände; insbesondere gilt dies für die Umgebungen der Stellen, durch welche das Wasser zu- und abfließt, wegen der dort auftretenden Rostbildungen.

Abb. 38.



22. Ausfluß des Wassers aus Behältern. Wenn in der Wandung eines mit Wasser gefüllten Behälters eine Öffnung ist, setzt sich das Wasser unter Einwirkung der Schwerkraft in Bewegung, strömt aus und der Wasserspiegel sinkt. Für die Zwecke der theoretischen Untersuchung wird aber zunächst ein gleichbleibender (konstanter) Wasserspiegel angenommen. Man kann einen solchen Zustand künstlich herbeiführen, übrigens ist bei sehr großen Behältern und vergleichsweise kleinen Öffnungen, z. B. bei Sammelbecken, das Sinken des Wasserspiegels so gering, daß es in der Regel unberücksichtigt bleiben darf.

[38]) Für eine neuere Ausführung vergleiche Wasserstationsanlage auf Bahnhof Kiel. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 330.

Bevor auf diesen Gegenstand näher eingegangen wird, sind einige allgemeine Regeln und Sätze der Mechanik in Erinnerung zu bringen.

1. Bei fließendem Wasser ist ganz allgemein $Q = F v$ . . . . 12. Hier bezeichnet Q die sekundliche Ausfluß- oder Durchflußmenge in **cbm**, F den Durchflußquerschnitt in **qm**, v die *mittlere* Geschwindigkeit des Wassers in **m**/sek. Die Geschwindigkeit des Wassers ist nämlich, wie an anderer Stelle ausführlicher besprochen werden wird, an den einzelnen Punkten des Durchflußquerschnitts verschieden, behufs Vereinfachung der Untersuchungen führt man aber sehr oft als mittlere Geschwindigkeit diejenige ein, welche an allen Punkten des Querschnitts herrschen würde, wenn jene Verschiedenheit nicht vorhanden wäre.

Aus $Q = F v$ folgt $v = \frac{Q}{F}$ und $F = \frac{Q}{v}$; auch diese Gleichungen finden häufig Anwendung. Abkürzend nennt man Q nicht selten ohne weiteres „die Wassermenge".

Abb. 39.

2. Wenn ruhendes Wasser in Bewegung kommt, vermindern sich die ursprünglichen „hydrostatischen" Druckhöhen und sogen. *hydraulische Druckhöhen* treten an ihre Stelle. Man kann dies u. a. durch einen Versuch nachweisen, wenn man neben einer verschließbaren Öffnung O (Abb. 39) ein oben offenes Rohr PR anbringt, dessen unteres Ende mit dem Wasser in Verbindung steht. Solange die Öffnung bei P geschlossen ist, hat das im Rohre befindliche Wasser die Höhe des benachbarten Wasserspiegels, sobald diese Öffnung aber frei wird, sinkt das Wasser im Rohre bis Q und durch PQ wird die hydraulische Druckhöhe gemessen. Derartige Rohre sind also *Druckmesser* (Piezometer). — Beim Ausfluß des Wassers aus Behältern ist der Unterschied zwischen hydrostatischer und hydraulischer Druckhöhe nur gering, besonders dann, wenn die Ausflußöffnung rund ist und die in Abb. 39 angedeutete Form hat. — Durch die Länge QR wird die *Widerstandshöhe* (der *Druckhöhenverlust*) gemessen.

3. Die beim Ausfluß aus einem Behälter eintretende Bewegung des Wassers ist eine Folge der Schwerkraft, es lassen sich deshalb die Gesetze des Falls anwenden. Man pflegt aber die Höhenunterschiede nicht Fallhöhen, sondern *Druckhöhen* oder *Geschwindigkeitshöhen* zu nennen. Die letztgenannte Bezeichnung ist die am besten zutreffende, „Druckhöhe" ist kürzer und man bevorzugt in diesem und in ähnlichen Fällen nicht selten *kurze* Bezeichnungen.

Bekanntlich ist nun bei einer Fallhöhe h die Endgeschwindigkeit $v = \sqrt{2gh}$, also $h = \frac{v^2}{2g}$. Hier bezeichnet g die Beschleunigung bei freiem Fall und wird in unseren Gegenden $= 9{,}81$ gesetzt[39]).

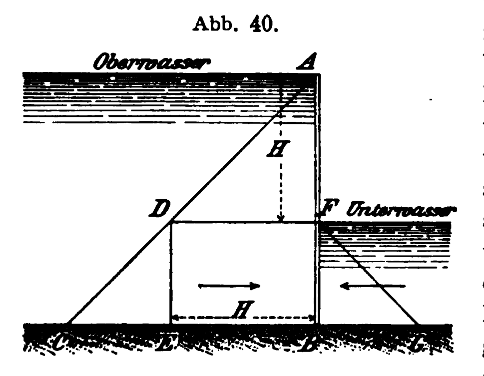
Bei näherem Eingehen auf den Ausfluß des Wassers aus Behältern ist zunächst hervorzuheben, daß der theoretische und der wirkliche Ausfluß wesentlich von einander verschieden sind. Bei Ermittelung der theoretischen Ausflußmenge führt man

[39]) Vergl. im Taschenb. d. Hütte — (17. Aufl.) S. 142 und 143 — zwei Tabellen, welche die Geschwindigkeits- (Fall- oder Druck-) Höhen und die zugehörigen Endgeschwindigkeiten betreffen.

die hydrostatischen Druckhöhen ein und nimmt ferner an, daß die Querschnitte der Ausflußöffnungen ungeschmälert zur Wirkung kommen. In Wirklichkeit ist das aber keineswegs der Fall, die wirkliche Ausflußmenge ist deshalb stets kleiner und oft viel kleiner als die theoretische.

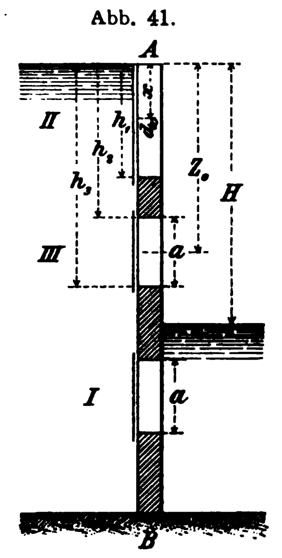
Ferner ist folgendes zu bemerken: Bei Besprechung der Staumauern (Art. 18) wurde nachgewiesen, daß der Druck des ruhenden Wassers gegen eine lotrechte Wand AB (Abb. 40) durch ein rechtwinkliges Dreieck ABC anschaulich gemacht wird. Wenn sich nun an der sogen. Unterwasserseite der Wand in einem Höhenabstande H ebenfalls Wasser befindet, übt auch das Unterwasser einen Druck aus, welcher durch das Dreieck BFG bildlich dargestellt wird. Dieser von Rechts nach Links gerichteter Druck hebt einen gleichgroßen Teil des Drucks des Oberwassers auf, die Druckfigur des letzteren ist nunmehr ein Trapez ABED. Unterhalb der Linie DF ist die Druckhöhe unverändert und gleich H, der Druck aber gleich γH. H ist die Druckhöhe des sogenannten Überdrucks.

Abb. 40.



Theoretische Ausflußmenge. Es handelt sich darum, die theoretischen Ausflußmengen Q_0 für verschiedene Fälle zu berechnen, v_0 sei die theoretische Geschwindigkeit, F und g haben die bereits angegebenen Bedeutungen.

Abb. 41.



In der Wand B des Behälters befinden sich drei rechteckige Öffnungen I, II, III (Abb. 41), die Öffnung II ist ein oben offener Einschnitt, die Höhe der Öffnungen I und III sei a, die senkrecht zur Bildebene gemessene Breite sämtlicher Öffnungen sei b; durch feine Vertikallinien ist angedeutet, daß diese Öffnungen verschließbar sind.

Wenn die Öffnung I frei gemacht wird, strömt das Wasser des Behälters unter einer Druckhöhe H, also mit einer Geschwindigkeit $v_0 = \sqrt{2gH}$, in das Unterwasser aus. Da die Fläche F des Durchflußquerschnittes = a . b, ist die Ausflußmenge

$$Q_0 = a \cdot b \sqrt{2gH} \quad \ldots \ldots \quad 13.$$

Nun werde die Öffnung I geschlossen, die Öffnung II dagegen freigemacht, hierdurch entsteht ein Überfall. Bei diesem ist die Druckhöhe veränderlich, x sei der Abstand eines Flächenelements vom Wasserspiegel, dx die Höhe desselben, die Breite ist b. In dem Rechteck bdx strömt das Wasser mit der Geschwindigkeit $\sqrt{2gx}$, also ist $Q_0 = \sqrt{2g} \int b x^{1/2} dx$. Durch Integration zwischen den Grenzen o und h_1 erhält man $Q_0 = {}^2/_3 \sqrt{2g} \cdot h_1^{3/2} \cdot b$ oder anders geschrieben

$$Q_0 = {}^2/_3\, b h_1 \sqrt{2gh_1} \quad \ldots \ldots \quad 14.$$

Dies ist eine wichtige und oft benutzte Formel.

Wenn nunmehr die Öffnung II geschlossen, die Öffnung III aber freigemacht wird, strömt das Wasser aus einer rechteckigen Öffnung in die Luft aus und $Q_0 = \sqrt{2g}\int b\,x^{1/2}\,dx$ gilt auch hier. In diesem Falle ist aber zwischen den Grenzen h_2 und h_3 zu integrieren und man erhält:

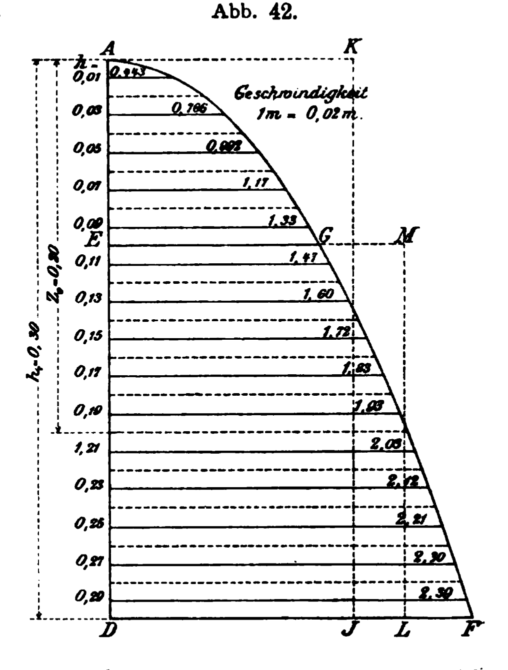
$$Q_0 = {}^2/_3 \sqrt{2g}\,(h_3{}^{3/2} - h_2{}^{3/2})\,b \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 15.$$

Von dieser Formel wird nicht oft Gebrauch gemacht, meistens ist es ausreichend und genau genug, wenn man den Schwerpunktsabstand z_0 (Abb. 41) ermittelt und die der Druckhöhe z_0 entsprechende Geschwindigkeit als mittlere einführt. Bei einer rechteckigen Öffnung ist $z_0 = h_2 + \frac{1}{2}a$

also $Q_0 = a\,b\sqrt{2g\left(h_2 + \frac{1}{2}a\right)}$ . . 16.

Dies ist bereits genau genug, wenn $z_0 = a$. Man vergleiche hierzu auch das im Nachstehenden gegebene Zahlenbeispiel [40]).

Abb. 42.



Man kann die vorstehenden Untersuchungen auch in elementarer Weise bewerkstelligen. AD (Abb. 42) $= h_1$, sei der Höhenabstand zwischen der Unterkante eines Überfalls und dem Wasserspiegel, hier beispielsweise $= 0{,}30$ **m**. Man teilt diese Höhe in 15 Teile von je 0,02 **m** und rechnet für die Mitten derselben die Werte von v_0, wobei $\sqrt{2g}$ mit 4,43 eingeführt werden kann. Unter Zugrundelegung eines beliebigen Maßstabes trägt man die Geschwindigkeiten als Horizontallinien (Geschwindigkeitslinien) an den entsprechenden Stellen auf und verbindet ihre Endpunkte durch eine Kurve; die Fläche des so konstruierten Parabel-Abschnitts ADFG entspricht der Ausflußmenge des Überfalls bei einer Breite $= 1$; sie ist gleich der Fläche eines Rechtecks ADIK, dessen Basis DI $= {}^2/_3$ DF und dessen Höhe $= h_1$. Im vorliegenden Beispiel ist DF $= 4{,}43\sqrt{0{,}30} = 2{,}43$, jene Fläche somit $^2/_3 \,.\, 2{,}43 \,.\, 0{,}30 = 0{,}486$. Für $b = 0{,}5$ **m** erhält man beispielsweise als sekundliche theoretische Ausflußmenge $0{,}5 \,.\, 0{,}486 = 0{,}243$ **cbm**.

Allgemein ist DF $= \sqrt{2gh}$, DI $= \frac{2}{3}\sqrt{2gh}$, und $Q_0 = {}^2/_3\, b\,h_1 \sqrt{2gh_1}$, wie oben.

DI $= \frac{2}{3}\sqrt{2gh_1}$ stellt die mittlere Geschwindigkeit des ausströmenden Wassers bildlich dar.

Durch Absperrung des oberen Drittels AE des Überfalls entsteht eine rechteckige Ausflußöffnung mit der Höhe DE $= 0{,}20$ **m** und die Figur EDFG stellt die entsprechende Ausflußmenge bei einer Breite $= 1$ bildlich dar. Da EG $= 4{,}43\sqrt{0{,}10} = 1{,}40$, erhält man $^2/_3 \,.\, 1{,}40 \,.\, 0{,}10 = 0{,}093$, als Fläche des Parabelabschnitts AEG, während die Fläche des Abschnitts ADFG $= 0{,}486$ ist. Hieraus folgt Fläche EDFG $= 0{,}393$. z_0 (s. Abb. 41) ist im vorliegenden Falle $= 0{,}20$ **m**, das zugehörige $v_0 = 4{,}43\sqrt{0{,}20} = 1{,}98$ **m** und die Fläche des Rechtecks EDLM $= 0{,}20 \,.\, 1{,}98 = 0{,}396$. Dieser Näherungswert weicht so wenig von dem genaueren Wert 0,393 ab, daß er genau genug genannt werden darf.

---

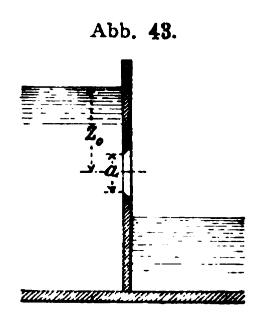
[40]) Für den Nachweis s. Handb. (3. Aufl.) Kap. III, S. 220. — Das Taschenb. d. Hütte (17. Aufl. S. 236) geht etwas weiter und verlangt $z_0 \gtrsim 2a$.

Wirkliche Ausflußmengen. Es ist bereits gesagt, daß die wirklichen Ausflußmengen kleiner als die theoretischen sind. Man hat nun die ersteren unter Anwendung verschieden gestalteter Öffnungen, bei verschiedenen Druckhöhen usw. unmittelbar gemessen und hat die Ergebnisse dieser Messungen mit den theoretischen Ausflußmengen verglichen. Auf diesem Wege sind Ausfluß-Koeffizienten (Durchfluß-Koeffizienten) gefunden, also Erfahrungswerte, mit welchen man die theoretischen Ausflußmengen zu multiplizieren hat, um die wirklichen zu erhalten. Diese Koeffizienten pflegen mit μ bezeichnet zu werden. Eine eingehende Besprechung der Ausfluß-Koefficienten ist hier um so weniger erforderlich, als von denselben wiederholt die Rede sein wird; nur zwei Fälle sollen hervorgehoben werden.

Wenn das Wasser aus einer sorgfältig geglätteten Öffnung mit kreisförmiger Ansicht und trompetenartigem Längenschnitt strömt (Abb. 39 S. 59), ist μ mindestens $= 0,96$, oft sogar noch größer[41]).

Ganz anders liegt die Sache, wenn man in der Mitte der ebenen Wand eines Behälters eine rechteckige Öffnung anbringt, deren dem Wasser zugekehrten Kanten zugeschärft sind (Abb. 43). Man muß berücksichtigen, daß das Wasser nicht allein von oben, sondern auch von beiden Seiten und von unten her der Öffnung zustrebt und daß dasselbe die Richtungen nie plötzlich ändert, was bekanntlich eine Einschnürung (Kontraktion) des ausfließenden Wassers zur Folge hat. Die Fläche der Ausflußöffnung kommt somit nicht voll zur Wirkung und dies beeinträchtigt die Ausflußmenge in so hohem Grade, daß man in genanntem Falle als Mittelwert des Ausfluß-Koeffizienten 0,62 annehmen kann; man führt indessen bei technischen Rechnungen der Sicherheit wegen gern den noch kleineren Wert 0,60 ein.

Abb. 43.



Zwischen den genannten Grenzwerten liegen nun je nach Gestaltung des Querschnitts der Ausflußöffnungen und namentlich je nach Behandlung der Nachbarschaft derselben eine Reihe von Zwischenwerten, von denen einige bei geeigneter Gelegenheit erwähnt werden sollen. Hier sei nur bemerkt, daß die Form der Ansicht der Öffnungen einen erheblichen Einfluß auf μ nicht hat und daß beim Ausfluß unter Wasser dieselben Ausfluß-Koeffizienten benutzt zu werden pflegen wie bei Ausfluß in die Luft[42]).

Die vorstehenden Besprechungen berücksichtigen nur den Ausfluß des Wassers aus rechteckigen oder kreisförmigen Öffnungen in lotrechter Wand eines Behälters, und es ist ein gleichbleibender Wasserspiegel angenommen. Es kommt aber vor, daß die Öffnungen anders gestaltet sind, daß die Wand geneigt ist, und daß der Wasserspiegel des Behälters infolge des Ausströmens des Wassers sinkt, wodurch die Druckhöhe veränderlich wird. In letztgenanntem Falle muß dann die zum

[41]) Vergl. Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) S. 239.

[42]) Die Versuche über die Ausfluß-Koëfficienten sind noch nicht abgeschlossen, sie werden in neuerer Zeit mit vervollkommneten Hilfsmitteln bewerkstelligt. Die Koefficienten für Überfälle ohne Seitenkontraktion d. h. für Überfälle in Gerinnen mit lotrechten Begrenzungen, welche deren ganze Breite einnehmen, sind beispielsweise von Hansen sorgfältig untersucht worden. S. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1892, S. 1057.

Entleeren des Behälters erforderliche Zeit ermittelt werden, und diese wird vom Querschnitt des Behälters beeinflußt. Auf einige dieser und auf verwandte Punkte wird bei anderer Gelegenheit nach Bedarf näher eingegangen werden.

Ähnliches gilt von den zahlreichen Anwendungen der besprochenen Gesetze und Erfahrungen. Es mag indessen im Hinblick auf das Verhalten scharfkantiger Öffnungen darauf hingewiesen werden, daß bei allen Wasserbauten, einschließlich der Brücken, eine Abrundung der im Bereiche des Wassers liegenden Kanten und eine allmähliche Änderung der Durchflußquerschnitte den Durchfluß des Wassers erheblich erleichtert. Derartige Anordnungen sind auch deshalb zweckmäßig, weil sich neben scharfkantigen festen Körpern (Pfeilern), deren ebene Begrenzungen mit der Richtung des fließenden Wassers einen rechten Wirbel bilden, rückläufige Bewegungen und Wirbel des Wassers einstellen, welche unter Umständen sogar den Untergrund gefährden können.

Die näherungsweise Berechnung der Ausflußmengen soll nur durch einige Beispiele erläutert werden:

Der Durchlaß des Alfeld-Beckens (S. 40) hat einen rechteckigen Querschnitt, er ist 0,6 m hoch und 0,35 m weit, die Sohle liegt 5,9 — 1,3 = 4,6 m unter dem normalen Stauspiegel. Wenn die ganze Öffnung freigelegt wird, ist die Druckhöhe 4,6 — 0,3 = 4,3 m. Theoretische Ausflußgeschwindigkeit $v_0 = \sqrt{2g \,.\, 4{,}3} = 4{,}43 \,.\, 2{,}07 = 9{,}17$ m . F = 0,6 . 0,35 = 0,21 qm. Ausfluß-Koeffizient 0,60. Wirkliche sekundliche Ausflußmenge = 0,60 . 0,21 . 9,17 = 1,16 cbm.

Auf dem obigen Wege ergibt sich für die beiden je 0,95 m hohen und 0,5 m weiten gewölbten Öffnungen des Grundablasses, wenn dieselben bis zur Kämpferhöhe frei gelegt werden, bei einem Abstand ihrer Sohle von der Mauerkrone = 23 m, falls der Ausfluß des Wassers ausnahmsweise mit 21 m Druckhöhe stattfindet, eine wirkliche Ausflußgeschwindigkeit von 12,2 m und eine sekundliche Ausflußmenge von 8,54 cbm. Aus den kleinen Öffnungen tritt das Wasser alsbald in einen größeren Kanal, woselbst es 1,4 . 0,75 = 1,05 qm Durchflußfläche vorfindet. Die dann eintretende Geschwindigkeit berechnet sich näherungsweise zu $\frac{8{,}54}{1{,}05}$ = (rund) 8 m. Dieser Wert ist aber etwas zu groß, weil die Widerstände, welche das Wasser in dem 13,5 m langen Ausflußkanal erleidet, vernachlässigt sind. In der Regel wird man aber den Grundablaß erst benutzen, wenn der Wasserspiegel des Beckens sich ungefähr bis zur Höhe der Sohle des Durchlasses gesenkt hat. Hierfür ergibt sich eine Druckhöhe von 16,5 m, eine Geschwindigkeit in den kleinen Öffnungen des Grundablasses von 10,8 m, ferner, falls dieselben bis zur Kämpferhöhe freigelegt sind, eine Ausflußmenge von 7,56 cbm und eine Geschwindigkeit in dem größeren Kanal von nahezu 7,2 m.

Vierter Abschnitt.

Wasserleitungen.

---

23. Einleitung. Zu Anfang des ersten Abschnitts wurden die Naturwissenschaften ein Fundament der Wasserbaukunde genannt, an dieser Stelle kann von Mathematik und Mechanik das Gleiche gesagt werden: für eine gründliche Behandlung zahlreicher wasserbaulicher Aufgaben sind beide unentbehrlich. Hierbei ist übrigens von mathematischen Kenntnissen nicht vieles erforderlich, ferner sind die zur Anwendung kommenden Sätze der Hydrostatik ziemlich einfach, nichtsdestoweniger sind sie, wie unter anderm aus dem Artikel 18 hervorgeht, wesentlich. Die Gesetze der Bewegung des Wassers zu ergründen ist aber sehr schwer — nach einem Wort des Galilei schwieriger, als die Erforschung der Bewegung der Himmelskörper — und wir wissen von diesen Gesetzen noch heute sehr wenig. In Ermangelung einer besseren Kenntnis macht man deshalb bezüglich der Bewegung des Wassers die Annahme, daß dasselbe im Innern ohne Reibung sei, läßt auch das, was daselbst sonst noch vorgeht (also die sogenannten inneren Bewegungen des Wassers), bei den Berechnungen in der Regel unberücksichtigt, wendet dann geeignete Sätze der Dynamik starrer Körper an und vergleicht die Ergebnisse der betreffenden Rechnungen mit den Ergebnissen sorgfältig angestellter Versuche; auf diesem Wege leitet man Erfahrungswerte (Erfahrungs-Koeffizienten) ab. Es handelt sich also bei der Anwendung der Hydrodynamik auf den Wasserbau fast immer um eine Experimentaltheorie.

Ein Beispiel liegt in der Besprechung des Ausflusses des Wassers aus Behältern (Art. 22) bereits vor. In diesem Falle finden die theoretischen Untersuchungen, welche sich lediglich auf die Gesetze des Falls fester Körper stützen, durch einen Ausfluß-Koefficienten die Ergänzung, welche ihre Benutzung ermöglicht.

Die Art und Weise, wie die mit Erfahrungswerten ausgestatteten Formeln entstehen, bringt es mit sich, daß bei ihrer Verwendung mit Vorsicht und Umsicht verfahren werden muß; namentlich Folgendes ist zu beachten:

a) Jene Formeln liefern nur innerhalb der Ausdehnung, innerhalb welcher Versuche angestellt worden sind, zuverlässige Ergebnisse; mäßige Erweiterungen dieser Grenzen sind indessen ohne wesentliche Bedenken.

b) Eine weit über die genannten Grenzen hinausgehende Anwendung der Formeln ist aber oft nicht zu umgehen, man muß dann sozusagen aus der Not eine Tugend machen. Die Ergebnisse solcher Rechnungen sind aber nur Näherungswerte, sie sind nicht selten sogar mit großen Fehlern behaftet. Der Umstand, daß schon bei Ermittelung der Erfahrungswerte Ungenauigkeiten unvermeidlich sind, kann jene Fehler noch vergrößern. Wenn man nun zum voraus weiß, daß nur ein annähernd

richtiges Ergebnis gefunden werden kann, ist es Zeitverschwendung, die vorkommenden Rechnungen mit bestimmten Zahlen mit großer Genauigkeit zu bewerkstelligen. Gewöhnlich genügt die Einführung und Durchführung von drei Stellen (Ziffern). Dies gilt, nebenbei bemerkt, von den meisten technischen Rechnungen mit bestimmten Zahlen[48]).

Bei den Ausfluß-Koeffizienten beispielsweise ist fast immer nur die erste Stelle als sicher zu betrachten, die zweite also schon zweifelhaft. Hieraus folgt, daß es mehr als ausreichend ist, wenn man die theoretischen Ausflußmengen bis auf drei Stellen ausrechnet.

c) Es sei hier noch eine Bemerkung gemacht, welche gleichfalls allgemeine Gültigkeit hat. Wenn technische Aufgaben theoretisch behandelt werden, pflegen den Theorien Annahmen zu Grunde gelegt zu werden, welche die Aufgabe vereinfachen, und es werden in der Regel mancherlei Umstände, selbst solche von Bedeutung vorläufig vernachlässigt. Man muß nun nicht unterlassen, nach Beendigung der Rechnungen auch jene Umstände so gut wie möglich zu berücksichtigen und muß wenigstens ermitteln, ob dieselben das Ergebnis der Rechnungen vergrößern oder verringern. Es kommt vor, daß hierdurch Änderungen jenes Ergebnisses erforderlich werden.

Die Einteilung des vorliegenden Abschnitts ist einfach. Es handelt sich darum, zuerst die Arten und die Verwendung der Wasserleitungen vorzuführen; nach einem Blick auf die Wassermesser ist dann die in Leitungen vorwiegende gleichförmige Bewegung des Wassers zu besprechen. Hiernach folgt die Berechnung der Rohrleitungen und der Leitungen mit freiem Wasserspiegel, sodann sind die Hauptarten der letzteren in ihrer einfachsten Gestaltung näher zu untersuchen; Baustoffe und Konstruktion können dabei nur nebenbei erwähnt werden. Dem Zwecke dieses Werks entspricht es, die Anwendung des vorstehend Genannten an einem größeren Beispiele zu zeigen. Am Schlusse sind einige Gegenstände kurz erwähnt, welche bei einer eingehenderen Beschäftigung mit dem Inhalt dieses Abschnitts in Betracht kommen können.

24. Verwendung der Wasserleitungen. Hauptarten. Die Wasserleitungen finden zahlreiche Verwendungen. Als Mühlgräben (Werkkanäle) befördern sie die Ausnutzung der lebendigen Kraft der Bäche und Flüsse, indem sie streckenweise das Gefälle derselben für den Betrieb von Wasserkraftmaschinen an einem Platze zusammenfassen; sie geben dann das aus den natürlichen fließenden Gewässern entnommene Wasser unterhalb der Mühle oder Fabrik wieder an die Gewässer ab. Als Speisegräben ersetzen sie in Schiffahrtskanälen das beim Betriebe verloren gehende Wasser, die Ausgangspunkte sind dann in der Regel Bäche oder Flüsse oder Sammelbecken, die Endpunkte sind jene Kanäle. — In beiden Fällen ist die Wasserleitung ein in sich abgeschlossenes Ganzes.

---

[48]) Man vergl. hierzu Taschenb. der Hütte (17. Aufl.) II, S. 425, woselbst in Bezug auf die Statistik der Baukonstruktionen Folgendes gesagt ist: „Bei den Ausrechnungen ist im allgemeinen ein Genauigkeitsgrad von etwa $^1/_2\,^0/_0$ ausreichend, sodaß bei Werten über $10{,}_0$ eine Stelle hinter dem Komma genügt und bei Werten über 1000 an der Stelle der Einer stets eine Null stehen kann.

Häufiger kommt es vor, daß die Leitungen sich verzweigen. Verzweigungen sind beispielsweise nicht zu entbehren, wenn in Ländereien, welche an zu großer Nässe des Bodens leiden, der Grundwasserstand gesenkt werden soll, also bei der Entwässerung der Ländereien. In diesem Falle werden die Leitungen vom Grundwasser gespeist und geben ihr Wasser, nachdem es in einer Hauptader gesammelt ist, an natürliche fließende Gewässer ab.

Anders liegt die Sache bei der Bewässerung der Ländereien; bei diesen beginnt eine mitunter sehr lange Hauptader an einem Bache oder Flusse oder Sammelbecken und verzweigt sich in jenen Ländereien in zahlreiche Gräben, deren Wasser unter Umständen von den Pflanzen vollständig verbraucht wird. Bei ausgebildeten Anlagen ist es aber erforderlich, für eine Ableitung des überflüssigen Wassers zu sorgen und dies geschieht durch Zweigleitungen, welche das wieder gesammelte Wasser dem Bache oder Flusse von neuem zuführen.

Mit derartigen Anlagen verwandt, aber anders gestaltet, sind die, welche eine regelrechte Wasserversorgung und Entwässerung der Ortschaften und der Bahnhöfe bezwecken. Bei vollständigen Anlagen dieser Art ist zu unterscheiden: die Gewinnung, die Zuleitung, die Reinigung, die Aufspeicherung und die Verteilung des Wassers. Die Verbindung zwischen dem Orte, woselbst das Wasser gewonnen wird, und dem Orte der Aufspeicherung, also dem Hauptbehälter, wird durch eine Hauptader bewerkstelligt. Von dem Hauptbehälter ausgehend verzweigen sich die Leitungen netzartig in die Straßen und gehen von diesen in die Häuser über. Hiermit ist stets eine Ableitung des verbrauchten und verunreinigten Wassers (des „Abwassers") verbunden, außerdem ist eine Entwässerung der Straßen und Plätze erforderlich. Da bilden sich dann wieder durch Vereinigung von kleineren größere Leitungen und schließlich eine Hauptleitung, welche das Wasser entweder, sich wieder verzweigend, dem Grundwasser übermittelt oder dasselbe einem fließenden Gewässer zuführt.

Wenn man nun noch berücksichtigt, daß Leitungen (Floßkanäle) auch bei der Holzflößerei Verwendung finden und daß bei Landstraßen und bei Eisenbahnen Entwässerungsgräben unentbehrlich sind, so ergibt sich, daß den Wasserleitungen weite Felder offen stehen.

Hauptarten. Man unterscheidet drei Hauptarten von Wasserleitungen: 1. offene Leitungen, 2. geschlossene Leitungen mit freiem Wasserspiegel, 3. Rohrleitungen. Die offenen Leitungen und die geschlossenen Leitungen mit freiem Wasserspiegel haben gemeinsam, daß das Wasser in ihnen mit natürlichem Gefälle fließt. Dagegen haben die unter 2 und 3 genannten Leitungen gemeinsam, daß sie in der Regel unterirdisch angelegt werden.

Die offenen Leitungen werden meistenteils mittels des Erdbaues als Gräben ausgeführt, bei ansehnlichen Abmessungen werden sie nicht selten Kanäle genannt. Die Gräben dienen vorzugsweise landwirtschaftlichen Zwecken und sind dann Entwässerungs- oder Bewässerungsgräben. Die Mühlgräben und die Speisegräben sind oben bereits genannt. Aus Holz hergestellte offene Leitungen nennt man Gerinne, wendet jedoch diesen Namen mitunter bei allen Leitungen mit natürlichem Gefälle an[44]).

[44]) Über Vorteile und Nachteile der offenen Leitungen vergl. Handb. (3. Aufl.) Kap. IV, S. 2

Geschlossene, unterirdische Leitungen mit freiem Wasserspiegel finden eine weitgehende Verwendung bei der Entwässerung der Ortschaften, sie pflegen dann Kanäle, insbesondere Straßenkanäle, genannt zu werden. Auch bei der Entwässerung der Ländereien werden sie als Drainröhren oft mit großem Nutzen verwandt, bei starkem Wasserzudrange verwandeln sie sich in gefüllte Leitungen also in Rohrleitungen; überhaupt läßt sich zwischen den letzteren und den oben genannten Kanälen eine scharfe Grenze nicht immer ziehen. Beide haben unter anderm den Vorteil, daß sie den Verkehr nicht beeinträchtigen.

Während die Höhenlage der vorhin besprochenen Leitungen im wesentlichen von dem Gefälle ihrer Wasserspiegel abhängt, ist dies bei Rohrleitungen nicht der Fall. Eine Rohrleitung, welche ihr Wasser aus einem Behälter oder aus Quellen entnimmt, kann mit beliebigem Gefälle bergab, dann (innerhalb gewisser Grenzen) bergauf und wieder bergab geführt werden. Noch wichtiger ist es, daß die Rohrleitungen ermöglichen, mit Hülfe von Maschinen das Wasser aus der Tiefe nach hochgelegenen Punkten zu befördern. Infolge dieser Umstände sind die Rohrleitungen namentlich bei der Wasserversorgung der Ortschaften weit verbreitet, sie kommen bei Wasserbauten aber auch für mancherlei andere Zwecke zur Anwendung.

25. Wassermesser. Die Größe der Wassermengen, welche ihren Weg durch Leitungen nehmen, kann entweder durch Rechnung oder durch sogenannte Wassermesser ermittelt werden. Es handelt sich hierbei um vergleichsweise kleine Mengen, und die bei den Leitungen benützten Vorkehrungen lassen sich meistenteils auch bei Ermittelung der Wassermengen der Quellen und Bäche verwenden.

Bei den vorzugsweise zu besprechenden Wassermessern für Bäche und für Leitungen mit freiem Wasserspiegel sind die Gesetze des Ausflusses des Wassers aus Behältern mit gleichbleibendem Wasserspiegel (Art. 22) anwendbar, wenn man dafür sorgt, daß das Wasser den Messern langsam zufließt. Wie dies bewerkstelligt wird, wird weiter unten erörtert werden.

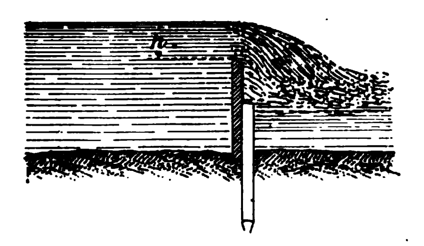
Vorstehendes ergibt sich daraus, daß eine Geschwindigkeit v des zufließenden Wassers dieselbe Wirkung auf den Ausfluß ausübt, wie eine Vermehrung der Druckhöhe um die Geschwindigkeitshöhe $k = \frac{v^2}{2g}$. Für $v = 0{,}25$ m ergibt sich beispielsweise $k = 0{,}0032$ m und der Fehler, den man durch Vernachlässigung einer solchen Größe begeht, ist im vorliegenden Falle nicht wesentlich. Man muß sich auch hier vergegenwärtigen, daß mit dem Ausfluß-Koeffizienten ein Faktor in die Rechnungen eingeführt wird, welcher nur ausnahmsweise genau bestimmt ist.

Die Meßvorrichtungen bringt man in einer den Graben usw. durchquerenden lotrechten, hölzernen Stauwand an, welche so hoch sein muß, daß das abfließende Wasser frei in das Unterwasser ausströmt; man verwendet entweder kreisförmige Öffnungen oder Überfälle. Die Ersteren erhalten einen mäßigen Durchmesser (in Preußen von einem preußischen Zoll = 26,15 mm) und liegen in ein und derselben Höhe. Man schließt nun von diesen Öffnungen so viele mit Stöpseln, wie zur Erzielung einer bestimmten Wassermenge und Erlangung eines bestimmten Standes des Oberwassers erforderlich ist. Den Kubikinhalt des in der Zeiteinheit aus einer solchen Öffnung austretenden Strahls nennt man einen Wasserzoll. — Derartige Vorrichtungen haben — wahrscheinlich wegen der Wandelbarkeit des Holzes — meistenteils übereinstimmende Ergebnisse nur selten geliefert. Eine Vervollkommnung ließe sich durch

Anwendung von metallenen Düsen (Mundstücken, vergl. S. 62) erreichen; diese hat man für verwandte Vorrichtungen neuerdings mit großem Erfolge benutzt.

Bei den Überfällen hat man die Ansicht gewöhnlich rechteckig, mitunter aber trapezförmig [45]) gestaltet, sie erhalten zugeschärfte Kanten, damit man bekannte Ausfluß-Koeffizienten benutzen kann, und dürfen aus demselben Grunde nur einen Teil der Wand einnehmen (Abb. 44). Bei Bestimmung der Druckhöhe h ist zu berücksichtigen, daß das Wasser schon in einiger Entfernung oberhalb der Wand anfängt sich zu senken.

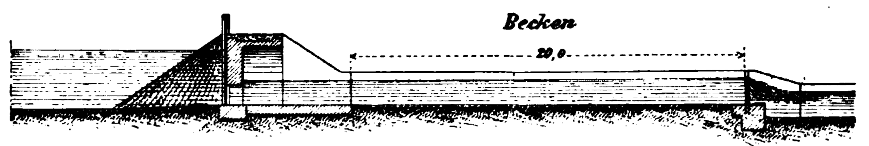
Abb. 44.



Infolge der soeben erwähnten Höhenlage der Wand, in welcher sich die Meßvorrichtungen befinden, entsteht oberhalb derselben ein Wasserbecken, aus dem das Wasser nur langsam ausfließt. Wenn nun die Leitung, welcher eine bestimmte Wassermenge zugeführt werden soll, aus einer Hauptader abzweigt, kann man zwischen dieser und jenem Becken eine mit einer beweglichen Tafel (Schütz) versehene Einlaßchleuse anbringen und mittels dieser den Wasserstand des Beckens in gleichmäßiger Höhe erhalten. In solcher Weise wird mitunter verfahren, wenn den Bewässerungsgräben bestimmte Wassermengen zuzuführen sind, und Abb. 45 zeigt den Längenschnitt einer derartigen Anlage. Überhaupt sind die besprochenen Vorrichtungen bei der Bewässerung der Ländereien sehr wichtig.

Wenn die Wassermengen eines Bachs gemessen werden, schwankt der Wasserstand oberhalb der Meßvorrichtung. In diesem Falle bringt man daselbst einen

Abb. 45. M. 1:400.



selbstschreibenden Pegel (Art. 37) an, erhält mit dessen Hülfe die wechselnden Größen der Druckhöhen und aus diesen die abfließenden Wassermengen [46]).

Von der Messung der Wassermengen der Flüsse wird in Art. 39 die Rede sein.

Die Bestimmung der Ergiebigkeit der Rohrleitungen, also die Messung der Wassermengen, welche dieselben liefern, geschieht bekanntlich gewöhnlich mittels kleiner, mit einem Zählwerk versehenen Maschinen, auf deren Konstruktion indessen hier nicht eingegangen wird. — Ein sinnreiches, für manche Zwecke empfehlenswertes Verfahren, bei welchem Düsen benutzt werden, ist von Brauer angegeben [47]).

---

[45]) Wenn die obere Breite eines trapezförmig gestalteten Überfalls B, die untere Breite b und der Abstand zwischen Wasserspiegel und der unteren Kante h ist, so ergibt eine nicht schwierige Rechnung die theoretische Ausflußmenge $Q_0 = \frac{2}{15}(2\,B + 3\,b)\,h\,\sqrt{2\,g\,h}$, s. Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) S. 236.

[46]) Für unmittelbare Messung der Wassermengen mit Hülfe geeichter Gefäße und für eingehende Angaben über sonstige Messungen kleiner Wassermengen vergl. Handb. (3. Aufl.), Kap. II, S. 162 ff.

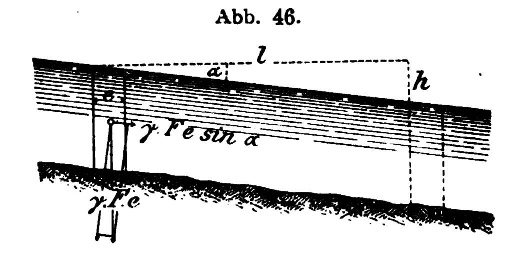
[47]) Handb. (3. Aufl.) Kap. VII, S. 358, bezw. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1892, S. 1493. — Für Anwendung von Überfällen bei Rohrleitungen vergl. Handb. Kap. V, S. 127.

26. Gleichförmige Bewegung des freifließenden Wassers[48]). Zu Anfang des vorigen Artikels ist erwähnt, daß die Ergiebigkeit der Wasserleitungen auch durch Rechnung ermittelt werden kann. In diesem Falle benutzt man die Formel Q = F v (S. 59), und die Bestimmung des Durchflußquerschnitts F erfolgt nach bekannten Regeln der Geometrie. Über die Berechnung der mittleren Geschwindigkeit v ist nun folgendes zu sagen:

Es wird zunächst die einfachste Gestaltung einer Leitung mit freiem Wasserspiegel betrachtet, also eine Leitung mit gerader Mittellinie, gleichmäßiger Neigung und gleichmäßigem Durchflußquerschnitt. Unter der Einwirkung der Schwerkraft fließt das Wasser abwärts und die Gegenkraft ist hauptsächlich die Reibung, welche das Wasser an den Wandungen der Leitung erfährt. Eine Folge dieser Reibung ist, daß die Geschwindigkeit des Wassers an den Wandungen des Durchflußquerschnitts kleiner ist, als mehr in der Mitte, doch kommt dies, weil es sich hier um die m i t t l e r e Geschwindigkeit des Wassers handelt, an dieser Stelle nicht weiter in Betracht.

Man geht nun bei der üblichen theoretischen Untersuchung von der Annahme aus, daß alle Wasserteilchen eine gleiche Geschwindigkeit hätten, und daß eine von zwei benachbarten Querschnitten begrenzte Wasserscheibe, deren Dicke e und deren Flächeninhalt F sei, sich gleichmäßig abwärts bewege, daß ferner der beschleunigenden Kraft der Schwere lediglich die Reibung an den Wandungen entgegen wirke. Es sei u der Teil des Umfanges jener Wasserscheibe, welcher nicht von der Luft berührt wird (der sogenannte b e n e t z t e U m f a n g), γ das Gewicht einer Raumeinheit Wasser und α der Neigungswinkel des Wasserspiegels der Leitung gegen die Horizontale (Abb. 46). Dann wirkt auf die in Bewegung befindliche Wasserscheibe eine Kraft $K = \gamma . F e . \sin \alpha$.

Abb. 46.



Bezüglich des Reibungswiderstandes W macht man die Annahme, daß derselbe dem Quadrate der Geschwindigkeit und der Größe der reibenden Fläche u . e proportional sei, und hat, indem man mit $\frac{\gamma}{c^2}$ einen durch Versuche zu bestimmenden Erfahrungswert bezeichnet,

$$W = \frac{\gamma}{c^2}\, u e v^2.$$

Weil eine gleichförmige Bewegung stattfindet, ist K = W und hieraus ergibt sich

$$\frac{F}{u} \sin \alpha = \frac{1}{c^2} . v^2 \text{ oder } v = c \sqrt{\frac{F}{u} \sin a}.$$

Der Neigungswinkel α ist stets so klein, daß man $\sin \alpha$ durch $\tang \alpha$, d. h. durch das Gefällsverhältnis $\frac{h}{l}$ ersetzen kann.

Hiernach ist

$$v = c \sqrt{\frac{F}{u} . \frac{h}{l}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 17.$$

---

[48]) Handb. (3. Aufl.) Kap. II, S. 192, — T o l k m i t t. a. a. O. S. 102.

Dies ist die allgemein angenommene Grundformel für die gleichförmige Geschwindigkeit des Wassers in Leitungen mit freiem Wasserspiegel.

Dem Verhältnis $\frac{F}{u}$ hat man den Namen hydraulische Tiefe gegeben, (auch die Bezeichnung hydraulischer Radius kommt unter anderm vor) in Worten lautet somit obige Grundformel: Bei gleichförmiger Bewegung des Wassers ist die mittlere Geschwindigkeit gleich einem Erfahrungswerte multipliziert mit der Quadratwurzel aus hydraulischer Tiefe mal Gefällsverhältnis. Behufs leichteren Behalten dieser Formel kann man sich merken, wie $\sqrt{\frac{h}{l}}$ statt $\sqrt{h}$ (vergl. Art. 22) sich daraus erklärt, daß es sich um ein Fallen in der Richtung eines gegen den Horizont geneigten Wasserspiegels handelt, ferner, daß die Geschwindigkeit mit F zunehmen, mit u aber abnehmen muß, weil ein größeres F ein größeres Gewicht, also eine größere angreifende Kraft mit sich bringt, während mit wachsendem u sich die Widerstände vergrößern.

Es unterliegt keinem Zweifel, daß die Annahmen, welche bei Ableitung der besprochenen Formel gemacht wurden, mehr oder weniger mangelhaft sind; es ist manches unberücksichtigt geblieben, was erwiesenermaßen Einfluß auf die Geschwindigkeit hat, beispielsweise die inneren Bewegungen des Wassers. Auch die Gestalt des Durchflußquerschnitts beeinflußt die Geschwindigkeit. Da nun die Beobachtungen sehr oft Ergebnisse geliefert haben, welche sich jener Grundformel nicht anbequemen wollten, hat man auch andere sogenannte Geschwindigkeitsformeln aufgestellt.

Ein für die Wasserleitungen besonders wichtiger Umstand ist, daß die Beschaffenheit der Wandungen, insbesondere ihre größere oder geringere Rauhheit, einen großen Einfluß auf die Geschwindigkeit hat, und diesen Umstand pflegt man dadurch zu berücksichtigen, daß man in die oben genannte Grundformel für c verschiedene, auf Grund von Versuchen berechnete Werte einführt. Hierüber wird in Art. 28 das Wesentlichste gesagt werden.

Es ist nun noch zu bemerken, daß das Verhalten der Bäche und Flüsse von dem Verhalten der Leitungen mit freiem Wasserspiegel alsdann nicht erheblich abweicht, wenn die Art der Bewegung des Wassers in beiden Fällen ziemlich die gleiche, also im wesentlichen eine gleichförmige ist. Dies ist namentlich bei gleichbleibenden und mäßigen Gefällen, ziemlich gleichbleibenden Querschnitten und sanften Krümmungen der natürlichen fließenden Gewässer der Fall. Wenn diese Umstände vorhanden sind, kann man die besprochene Grundformel auch bei jenen Gewässern mit Erfolg anwenden; man darf auch von dem ältesten, auf Grund zahlreicher Messungen an Flüssen berechneten Wert von c, nämlich 51, bei überschläglichen Rechnungen noch jetzt mitunter Gebrauch machen. Die berühmt gewordene sogenannte Eytelweinsche Formel lautet sonach

$$v = 51 \sqrt{\frac{F}{u} \cdot \frac{h}{l}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 18.$$

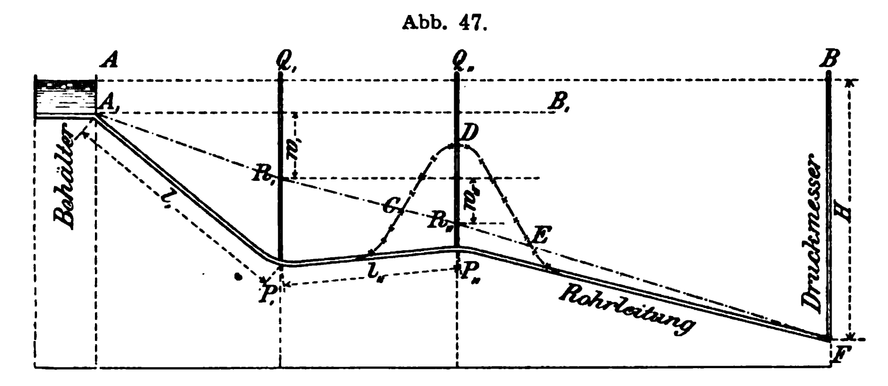
Eine gleichförmige Bewegung des Wassers ist aber bei Wasserleitungen nicht an allen Stellen vorhanden. Beispielsweise bringt eine Veränderung des Querschnitts stets eine ungleichförmige Bewegung mit sich. Wenn ein Querschnitt F in einen Querschnitt F_1 übergeht, ergibt sich bei unveränderter Wassermenge aus $Fv = F_1 v_1$

$$v_1 = \frac{Fv}{F_1} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 19.$$

und es ist eine Strecke vorhanden, woselbst v in v_1 übergeht, also eine ungleichförmige Bewegung des Wassers. Auch Krümmungen haben eine solche im Gefolge. Näheres wird an anderer Stelle besprochen werden. Bei der Berechnung der Leitungen pflegt man übrigens auf die vergleichsweise kleinen Abweichungen von der gleichförmigen Bewegung nur ausnahmsweise Rücksicht zu nehmen.

27. Anordnung und Berechnung der Rohrleitungen[49]. Bei der nachstehenden Besprechung der Rohrleitungen wird außer einem gleichbleibenden Querschnitt angenommen, daß scharfe Krümmungen nicht vorkommen. Zunächst wird eine Leitung betrachtet, welche das Wasser aus einem hochgelegenen Behälter A (Abb. 47) nach einem tiefer liegenden Punkte F leitet. Der Höhenunterschied zwischen dem Wasserspiegel des Behälters und der verschließbaren Ausflußöffnung bei F sei H. Bei geschlossener Öffnung ist das in der Leitung befindliche, ruhende Wasser am Ende der Leitung dem vollen hydrostatischen Druck ausgesetzt, welcher der Druckhöhe H entspricht, denn in einen durch eine Doppellinie angedeuteten Druckmesser (Piezometer, vergl. S. 59) FB würde das Wasser bis an eine durch den Wasserspiegel des Behälters gehende Horizontale AB steigen. Wenn die Druckhöhe H beispielsweise

Abb. 47.



50 m ist, unterliegen die tiefsten Stellen der geschlossenen Rohrleitung einem inneren Wasserdruck von (rund) 5 kg/qcm = 5 Atmosphären.

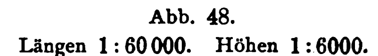
Aus dem Gesagten ergibt sich, daß man die Rohrleitungen, insbesondere die Verbindungen der einzelnen Rohre, wasserdicht und so stark machen muß, daß sie jenen inneren Wasserdruck mit Sicherheit ertragen können. Dieser Anforderung entsprechen in der Regel gußeiserne, mit sorgfältig gedichteten Muffen verbundene Rohre (Muffenrohre) am besten; andere Baustoffe sind jedoch nicht ausgeschlossen. Bei der Berechnung der Ergiebigkeit sollen hauptsächlich gußeiserne Rohre mit glatten innern Flächen ins Auge gefaßt werden. Für die Berechnung der Wandstärken dieser Rohre gibt die auf Seite 55 abgeleitete 7. Formel $k\delta = Rp$ einen Anhaltspunkt.

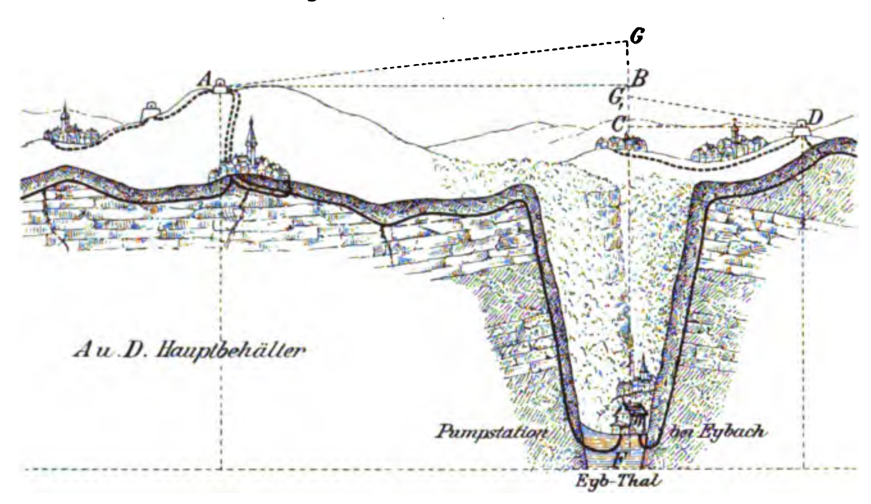
Wenn man das Wasser mittels eines Pumpwerks nach einem hochliegenden Behälter fördert (Abb. 48), wird die Druckhöhe künstlich erzeugt und die Punkte G und G_1 liegen über AB bezw. CD, weil in den Rohren ansehnliche Reibungswider-

[49]) Handb. (3. Aufl.) Kap. IV, S. 35; Kap. V, S. 122; Kap. VII, S. 313. — Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) S. 241.

stände zu überwinden sind. Bei derartigen Anlagen hat man früher in der Nähe des Pumpwerks ein oben offenes Rohr (Standrohr) als Druckmesser und Druckregler nicht selten errichtet.

Abb. 48.


Längen 1 : 60 000. Höhen 1 : 6000.



Obige Abbildung zeigt einen Teil des Höhenplans der Wasserversorgungsanlagen für die Ortschaften der wasserarmen Rauhen Alp (Württemberg), für welche das im Eyb-Tale gewonnene Wasser mehrere hundert Meter hoch gefördert wird. Hier haben die untersten Teile der Rohre mitunter einen hydrostatischen Druck von mehr als 30 Atmosphären auszuhalten. — Bei sehr großen Druckhöhen werden übrigens in neuerer Zeit schmiedeiserne Rohre den gußeisernen vorgezogen, besonders für Leitungen mit ansehnlichen Durchmessern.

Ergiebigkeit der Rohrleitungen. Zunächst ist zu bemerken, daß die Druckhöhe H (Abb. 47, S. 71) bei genauen Rechnungen in drei Teile zerlegt werden kann: ein Teil wird verbraucht, um dem Wasser die erforderliche Geschwindigkeit zu erteilen, ein anderer, um den Widerstand zu überwinden, welchen die Einzwängung des Wassers in die Leitung verursacht, der dritte Teil dient zur Überwindung der in der Leitung entstehenden Reibungswiderstände. Bei langen Leitungen und bei der gewöhnlich vorhandenen mäßigen Geschwindigkeit des Wassers beschränkt man sich aber auf die Untersuchung jenes dritten weitaus größten Teils. Um den Wasser eine Geschwindigkeit von 1 m zu erteilen, genügt beispielsweise eine Geschwindigkeitshöhe, also ein Druckhöhenverlust, von (rund) 0,05 m und der Eintrittswiderstand läßt sich durch düsenartige Gestaltung der Eintrittsöffnung auf ein sehr geringes Maß beschränken. Es soll deshalb im Nachstehenden nur von den Reibungswiderständen die Rede sein.

Wenn man nun erwägt, daß die Wirkung der die Geschwindigkeit erzeugenden Schwerkraft mit dem Flächeninhalt des Durchflußquerschnitts und mit der Druckhöhe zunimmt, während die Reibung, welche die Geschwindigkeit vermindert, mit dem Umfange des Querschnitts und mit der Länge des Rohres wächst, so ergibt sich, daß die Untersuchungen des vorigen Artikels im wesentlichen auch auf die

Rohrleitungen Anwendung finden können. Hierauf weist auch der bereits erwähnte Umstand hin, daß geschlossene kreisförmige Leitungen mit freiem Wasserspiegel durch Überfüllung mitunter Rohrleitungen werden. Man kann deshalb bei der Berechnung der letzteren von der Grundformel $v = \sqrt{\frac{F}{u} \cdot \frac{h}{l}}$ ausgehen, muß jedoch beachten, daß bei Rohrleitungen die wirkliche Länge der Leitung (nicht deren Projektion auf eine Horizontale) in Betracht kommt. Wenn übrigens, wie es oft der Fall, zwischen beiden ein nennenswerter Unterschied nicht ist, kann man jene Projektion statt der wirklichen Länge der Leitung einführen. Ferner ist in obige Grundformel an Stelle von h die sogenannte Reibungshöhe (der Druckhöhenverlust) w, d. h. derjenige Teil der Druckhöhe, welcher in der Länge l verbraucht wird, einzusetzen und man nennt das Verhältnis $\frac{w}{l}$ das Reibungsgefälle der Rohrachse. Die Grundformel für die Berechnung der Rohrleitungen ist somit

$$v = c\sqrt{\frac{F}{u} \cdot \frac{w}{l}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 20.$$

Neben den in dieser Formel berücksichtigten Reibungswiderständen entstehen in den Rohrleitungen noch sogenannte besondere Leitungswiderstände durch Krümmungen und Abzweigungen, nicht minder bei Querschnittsänderungen, Absperrvorrichtungen usw. Auf diese kann jedoch hier nicht näher eingegangen werden[50]).

Wenn man sich die in Abb. 47 S. 71 skizzierte Rohrleitung in voller Tätigkeit, also bei F geöffnet, denkt und den Wert von w_1, welchen die vorstehende Formel bei gegebenem v liefert, nämlich

$$w_1 = \frac{v^2}{c^2} \cdot \frac{u}{F} \cdot l_1 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 21.$$

für einen Punkt P_1 der Leitung ermittelt und ihn an einem ideellen Druckmesser $P_1 Q_1$ von der Horizontalen $A_1 B_1$ ab nach unten aufträgt, erhält man einen Punkt R_1, bis zu welchem das Wasser bei (fast) geleertem Behälter in einem Druckmesser steigen würde, und durch $P_1 R_1$ wird der hydraulische Druck gemessen, welcher an dem Punkte P_1 der Rohrleitung stattfindet. Durch Fortsetzung dieses Verfahrens, wobei man die Haupthöhenpunkte der Leitung bevorzugen wird, erhält man eine gebrochene Linie $A_1 R_1 R_2 \ldots F$, welche für jeden Punkt der Leitung den bei ihrer vollen Tätigkeit vorhandenen hydraulischen Druck erkennen läßt und mancherlei Anwendungen findet. Wenn es sich um die Wasserversorgung von Ortschaften handelt, kann man beispielsweise aus dieser Linie näherungsweise entnehmen, wie hoch das Wasser in den Steigrohren hoch gelegener Häuser unter ungünstigen Umständen steigen wird.

Behufs Ermittelung der Reibung des Wassers in Rohren sind zahlreiche Versuche angestellt, auch sind dafür verschiedenartige Formeln gebildet, bei welchen das c der Grundformel bald vom Durchmesser, bald von der Geschwindigkeit des Wassers abhängig angenommen ist. Das Letztere ist wahrscheinlich vorzuziehen und soll hier besprochen werden. Nach H. Lang ist

$$c = \frac{8{,}58}{\sqrt{\lambda}} \text{ und } \lambda = 0{,}02 + \frac{0{,}004}{\sqrt{v}}.$$

---

[50]) Vergl. Handb. (3. Aufl.) Kap. IV, S. 45 und Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) S. 245.

Wenn mann diese Werte in

$$\frac{w}{l} = \frac{v^2}{c^2} \cdot \frac{u}{F}$$

einführt und berücksichtigt, daß bei kreisförmigen Querschnitten $\frac{u}{F}$ ein für alle Mal $= \frac{4}{d}$ (und $\frac{F}{u} = \frac{d}{4}$) ist, — weil $u = d\,\pi$ und $F = \frac{1}{4} d^2 \pi$ — so erhält man durch Umformung

$$\frac{w}{l} = 0{,}051\,(0{,}02v + 0{,}004\,\sqrt{v})\,\frac{v}{d} \quad . \;.\; .\; .\; . \quad 22.$$

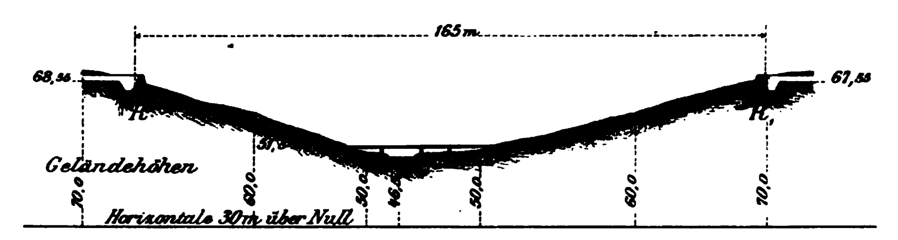
Behufs eines Vergleichs der besprochenen Formel mit anderen Geschwindigkeitsformeln sei bemerkt, daß die erstere für

v =	0,5	1,0	1,5	2,0 m
c =	55,4	57,1	57,9	58,9

ergibt.

Anwendung. Bei größeren Wasserleitungen mit freiem Wasserspiegel kommt es vor, daß zur Bewältigung eines Quertales eine Rohrleitung mit entsprechend gestaltetem Höhenplan, ein sogenannter Düker, eingeschaltet wird (Abb. 49).

Abb. 49. M. 1:2000.



Die Wassermenge und die in den Rohren zulässige Geschwindigkeit sind gegeben, es handelt sich darum, den Höhenunterschied w zwischen den Mündungen der Rohrleitung zu ermitteln. Man vergleiche weiter unten Abb. 59 bei R.

Die Wassermenge Q sei 0,225 cbm, v = 1,5 m, dann ist $F = \frac{Q}{v} = 0{,}15$ qm und d = 0,443 m. Hierfür wird man 0,45 m setzen, weil gußeiserne Muffenrohre nicht in jeder beliebigen Weite geliefert werden [51]). Wenn die Werte von v und d in die oben angegebene Formel eingesetzt werden, erhält man ein Reibungsgefälle $\frac{w}{l}$ von 0,0059. Die Länge der Luftlinie zwischen beiden Rohrenden sei 165 m, die Länge der Rohrachse 169 m. Aus letzterer ergibt sich die Reibungshöhe zu 169 . 0,0059 = (rund) 1,0 m. Theoretisch ist dies der gesuchte Höhenunterschied. —

Nicht selten ist außer der Wassermenge das Gefälle der Rohrleitung bekannt, weil die Hauptrohre in mäßiger Tiefe unter der Erdoberfläche zu liegen pflegen, dann handelt es sich darum, den lichten Durchmesser der Rohre zu bestimmen. Wenn man von der Formel 18, welche für Rohrleitungen die Gestalt

$v = 51\sqrt{\frac{d}{4} \cdot \frac{w}{l}}$ annimmt, ausgeht, so ergibt sich

[51]) Vergl. Taschenb. d. Hütte I. S. 548.

$$Q = d^2 \frac{\pi}{4} . 51 \sqrt{\frac{d}{4} . \frac{w}{l}}$$

nach Auflösung und Umformung aber

$$d = 0{,}302 \sqrt[5]{Q^2 : \frac{w}{l}} \text{ oder genau genug } d = 0{,}3 \sqrt[5]{Q^2 : \frac{w}{l}} \quad \ldots \ldots \quad 23.$$

Denselben Ausdruck hat Dupuit auf anderem Wege gefunden.

Nach H. Lang hat man zu setzen:

$$Q = d^2 \frac{\pi}{4} . \frac{8{,}86}{\sqrt{\lambda}} \sqrt{\frac{d}{4} . \frac{w}{l}} \text{ und erhält hieraus } d = 0{,}607 \sqrt[5]{\lambda\, Q^2 : \frac{w}{l}}.$$

Die weitere Behandlung dieser Formel führt zu einer nur mit Zeitverlust zu lösenden Gleichung fünften Grades. Führt man aber $v = 1$ als Näherungswert ein, so wird $\lambda = 0{,}024$ und

$$d_a = 0{,}288 \sqrt[5]{Q^2 : \frac{w}{l}}.$$

Wenn man nun genauer rechnen will, so ermittelt man aus Q und dem angenäherten d ein anderes v und wiederholt die Rechnung. Dies wird aber nur selten nötig sein, weil die Ergebnisse der Rechnung nicht ohne weiteres für die Ausführung geeignet sind. Es ist zu berücksichtigen, daß sich in den Rohren Niederschläge (Bekrustungen) zu bilden pflegen, daß, wie oben bereits erwähnt ist, Abzweigungen, Absperrvorrichtungen usw. (selbst wenn letztere geöffnet sind) namhafte Druckhöhenverluste verursachen, bei den Hauptadern der städtischen Rohrleitungen kommen noch die Rücksichten auf das Anwachsen der Einwohnerzahl hinzu. Alles dies begründet die Wahl von Abmessungen, welche erheblich größer sind, als die berechneten, es wird sogar unter Umständen eine Verdoppelung der berechneten Querschnittsfläche am Platze sein.

Bemerkt muß noch werden, daß an größeren Arbeiten bei Ermittellung der Reibungsgefälle und der Rohrdurchmesser viel Zeit gespart werden kann, wenn Tabellen oder bildliche Darstellungen nach Art der Fig. 6, Taf. I des Handb. (3. Aufl. Kap. IV) zu Hülfe genommen werden, ferner ist auf die Tabellen S. 242 und S. 243 des Taschenbuchs der Hütte besonders aufmerksam zu machen.

So weit die eisernen Rohre. Über Tonrohre, welche bei Reinwasserleitungen verwendet werden können, wenn der Druck in mäßigen Grenzen bleibt, und über die Leitungen aus Drainröhren soll hier nur bemerkt werden, daß bei letzteren die Reibungswiderstände nach den in Art. 29 besprochenen, für geschlossene Leitungen mit freiem Wasserspiegel geltenden Regeln berechnet zu werden pflegen.

28. Berechnung der Leitungen mit freiem Wasserspiegel[52]). Nunmehr sind die Ergebnisse des Artikels 26 auf die Leitungen mit freiem Wasserspiegel, also mit natürlichem Gefälle, anzuwenden. Es sei daran erinnert, daß das Wort „Gefälle" oft eine Abkürzung für „Gefällverhältnis" ist und daß Zahlenangaben am besten für 1000 m und in Dezimalbrüchen, also in pro mille (‰) gemacht werden, vergl. S. 9.

Das Gefälle $\frac{h}{l}$ soll im Nachstehenden mit i und die hydraulische Tiefe (vergl.

[52]) Handb. (3. Aufl.), Kap. II, S. 195; Kap. VIII, S. 403. — Taschenb. der Hütte (17. Aufl.), S. 248.

S. 70) mit r bezeichnet werden[53]), dann erhält die Grundformel 17 die Gestalt

$$v = c\sqrt{r\,i} \quad \dots\dots\dots\dots \quad 24.$$

Wenn die abzuleitende Wassermenge Q bekannt ist und eine Geschwindigkeit v auf Grund von Erfahrungen angenommen wird, läßt sich bei jedem Durchflußquerschnitt $F = \frac{Q}{v}$ der benetzte Umfang u, somit die hydraulische Tiefe r aus $r = \frac{F}{u}$ finden. Dann ist das Gefälle zu ermitteln und dies berechnet sich aus

$$i = \frac{v^2}{c^2\,r} \quad \dots\dots\dots \quad 25.$$

Für einen halbkreisförmigen Durchflußquerschnitt mit dem Durchmesser d, bei welchem wie bei Rohrleitungen, $r = \frac{d}{4}$ ist, und für eine Geschwindigkeit von 1 m ergibt sich beispielsweise $i = 4 : c^2 d$. Bei $d = 0{,}1$ m erhält man, wenn für c der Wert 51 angenommen wird, $i = 0{,}016$ oder 16 ‰.

Von den in Art. 26 vorläufig erwähnten Untersuchungen sollen hier zunächst die von Bazin angestellten besprochen werden. Durch zahlreiche Geschwindigkeitsmessungen in kleinen Kanälen, namentlich in verschiedenen eigens angelegten Versuchskanälen wurde ermittelt, daß die hydraulische Tiefe einen größeren Einfluß auf die Geschwindigkeit hat, als bei Bildung der Grundformel angenommen ist, und daß die Beschaffenheit der Wandungen, insbesondere der Grad ihrer Rauhheit die Geschwindigkeit erheblich beeinflußt. Die genannten Versuche führten zur Aufstellung einer Formel von der Gestalt

$$r\,i = \left(\alpha + \frac{\beta}{r}\right) v^2 \quad \text{oder} \quad v = \sqrt{\frac{r\,i}{\alpha + \frac{\beta}{r}}}$$

Wenn man aus dieser Formel ein c ermittelt, erhält man

$$c = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{r}}} \quad \dots\dots\dots \quad 26.$$

In den Erfahrungswerten α und β kommt der Grad der Rauhheit der Wandungen, für den Bazin vier Abstufungen einführte, zur Geltung. Näheres bringt das Taschenbuch der Hütte (17. Aufl.) S. 249.

Die auf Grund dieser älteren Formel Bazins vorgenommenen Zahlenrechnungen sind mitunter einigermaßen zeitraubend und für die Erfahrungswerte sind kleine Zahlen erwünscht. Dies und anderes haben die Ingenieure Ganguillet und Kutter veranlaßt, die Formel Bazins umzugestalten[54]). Die von den Genannten aufgestellte ältere Formel lautet

$$v = \frac{a\sqrt{r}}{b + \sqrt{r}}\sqrt{r\,i}$$

In dem Geschwindigkeits-Koeffizienten dieser Formel

$$c = \frac{a\sqrt{r}}{b + \sqrt{r}} \quad \dots\dots\dots \quad 27.$$

[53]) Im Handbuche sind die Buchstaben R und I gebraucht. Es schien sich zu empfehlen, auch in diesem Falle die Bezeichnungen des Taschenbuchs der Hütte einzuführen.

[54]) Für Einzelheiten vergl. Handb. (3. Aufl.) Kap. IV, S. 39.

ist a konstant, nämlich = 100, b aber mit der Rauheit des benetzten Umfanges veränderlich. Ganguillet und Kutter nahmen ursprünglich nicht weniger als 12 Abstufungen für die Werte von b an, es sollen aber an dieser Stelle nur zwei: b = 0,45 und b = 1,22, genannt werden. Die erst genannte Zahl ist bei Kanälen mit befestigten, aber etwas rauhen Wandungen, die zweite ist bei Gräben und gegrabenen Kanälen am Platze.

Aus den zahlreichen Untersuchungen, welche Hagen über die Geschwindigkeit des fließenden Wassers angestellt hat, ist hervorzuheben, daß er für regelmäßig gegrabene Kanäle und zwar aus sorgfältigen, am Ganges-Kanal angestellten Messungen die Formel

$$v = 43{,}7\sqrt{i}\,\sqrt[3]{r^2}$$

abgeleitet hat; hieraus ergibt sich ein Geschwindigkeits-Koeffizient

$$c = 43{,}7\sqrt[6]{r} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 28.$$

Vor nicht langer Zeit hat Bazin seine ältere Formel 26 auf Grund einer eingehenden Untersuchung vereinfacht und er empfiehlt nunmehr im wesentlichen in Übereinstimmung mit Ganguillet und Kutter die Formel

$$v = \frac{87}{1 + \frac{g}{\sqrt{r}}} \cdot \sqrt{r\,i}$$

also

$$c = \frac{87}{1 + \frac{g}{\sqrt{r}}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 29.$$

worin g den Grad der Rauhheit der Wandungen, für welchen Bazin sechs Abstufungen einführt, bezeichnet, zwei derselben sollen hier näher angegeben werden. Bei Gerinnen mit glatten Wandungen aus (nicht gehobelten) Brettern, Quadern, Backsteinen usw. setzt er g = 0,16, dagegen nimmt er bei gegrabenen, in nicht ganz tadellosem Zustande befindlichen Kanälen g = 1,30 an [55]).

Mit Beschränkung auf die Formeln 27, 28 und 29 und auf die vergleichsweise geringen hydraulischen Tiefen, welche bei Wasserleitungen vorkommen, ergeben sich für c die folgenden Werte.

Werte der Geschwindigkeits-Koeffizienten c bei hydraulischen Tiefen von 0,05 bis 1,00 m und verschiedener Beschaffenheit der Wandungen der Wasserleitungen.

r =	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00
1. Gerinne mit glatten Wandungen. Bazins neue Formel 29 mit g = 0,16.								
	50,7	57,7	64,1	67,3	69,4	70,9	73,4	75,0
2. Gerinne mit etwas rauhen oder verunreinigten Wandungen. Ältere Formel 27 von Ganguillet und Kutter mit b = 0,45.								
	33,2	41,0	49,8	54,9	58,4	61,1	65,6	69,0

[55]) Näheres s. Ann. des ponts et chaussées 1897, IV. Trimestre, S. 20 und Centralbl. der Bauverw. 1893, S. 317.

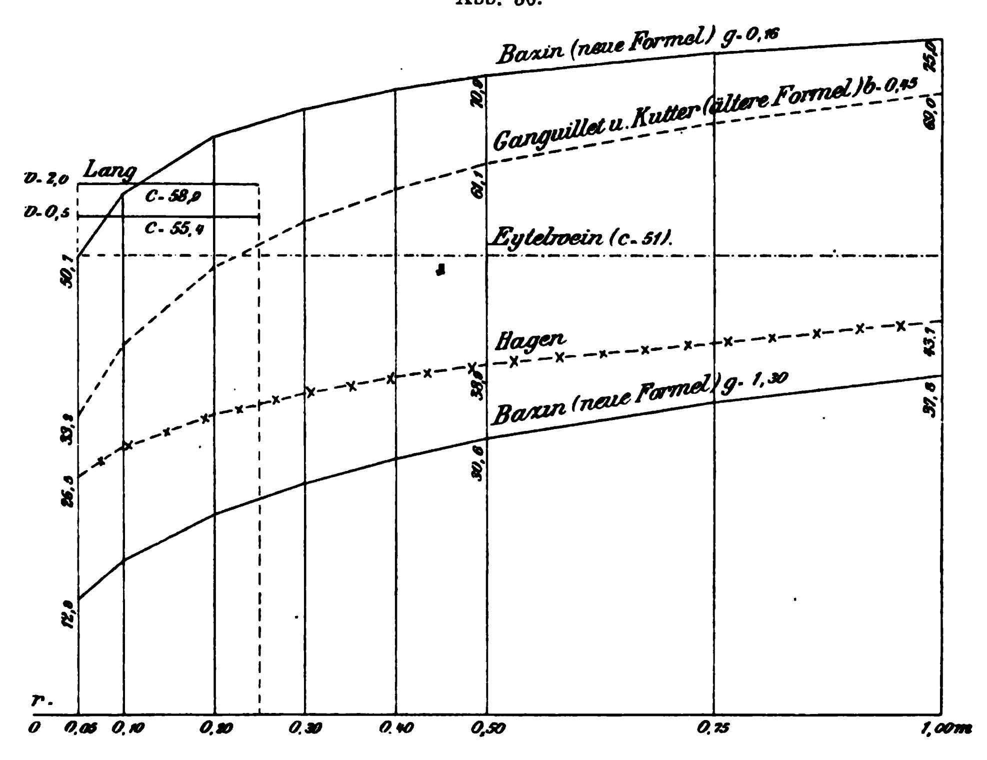
3. Regelmäßige gegrabene Kanäle.
Hagens Formel 28.

r =	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00
	26,5	29,8	33,4	35,8	37,5	38,9	41,3	43,7

4. Gegrabene Kanäle, etwas unregelmäßig
(und gewöhnliche fließende Gewässer).
Bazins neue Formel 29 mit g = 1,30.

12,8	17,0	22,3	25,8	28,6	30,6	34,8	37,8

Abb. 50.



Maſsstab für die c 1-1,2 mm

Eine bildliche Darstellung der obigen Zahlen bringt Abb. 50. In derselben ist auch die Lage des Eytelweinschen Wertes von c und die Lage zweier Geschwindigkeits-Koeffizienten für gußeiserne Rohrleitungen nach Lang (vergl. S. 74) angegeben. Man sieht, daß die Kurven sich sämtlich parabelartig gestalten, daß aber ihre Krümmungshalbmesser ziemlich verschieden sind.

Die Besprechung der Geschwindigkeitsformeln ist hiermit nicht abgeschlossen, sie wird hinsichtlich der bei Flüssen ausschlaggebenden Umstände in Art. 45 von neuem aufgenommen werden.

Anwendungen. 1. Bazins neue Formel. Es sollen die Gefälle für Rohre (Tonrohre) mit glatten Wandungen von 0,1, 0,2, 0,3 und 0,4 m lichter Weite bei halber und ganzer Füllung derselben und bei 1 m Geschwindigkeit berechnet werden; r ist in beiden Fällen $= \frac{d}{4}$. i (Gl. 25) $= \frac{v^2}{c^2 r}$.

Weite 0,1 m. $r = 0{,}025$.

$$\text{Aus } c = \frac{87}{1 + \frac{0{,}16}{\sqrt{0{,}025}}} \text{ ergibt sich } c = 43{,}2.$$

$$\text{Da } v = 1, \text{ ist } i = \frac{1}{(43{,}2)^2\, 0{,}025} = 0{,}0275 \; (27{,}5\,‰ \text{ etwa } 1:36).$$

Auf dieselbe Weise ergibt sich:

Weite 0,20 m. $r = 0{,}05$.
$c = 50{,}7$.
$i = 0{,}0078$ (7,8 ‰ = 1 : 128).

Weite 0,30 m. $r = 0{,}075$.
$c = 54{,}9$.
$i = 0{,}0044$ (4,4 ‰ = 1 : 226).

Weite 0,40 m. $r = 0{,}10$.
$c = 57{,}7$
$i = 0{,}003$ (3 ‰ = 1 : 333).

Es ist bemerkenswert, daß vorstehende Gefälle für 0,3 und 0,4 m weite Rohre nicht weit von denen abweichen, welche die Formel 22, S. 74 ergibt. Für kleine Weiten liefert die Formel Bazins erheblich stärkere Gefälle, als jene Formel.

2. Ältere Formel von Ganguillet und Kutter. Die obigen Rechnungen sind für Rohre mit etwas rauhen Wandungen und Weiten von 0,1, 0,15, 0,3 und 0,5 m anzustellen.

Weite 0,1 m. $r = 0{,}025$.

$$c = \frac{a\sqrt{r}}{b + \sqrt{r}} \qquad a = 100 \qquad b = 0{,}45$$

$$c = \frac{100\sqrt{0{,}025}}{0{,}45 + \sqrt{0{,}025}} = 26$$

$$i = \frac{1}{c^2 . r} = \frac{1}{26^2 . 0{,}025} = 59\,‰, \text{ etwa } 1:17.$$

Weite 0,15 m. $r = 0{,}0375$.
$c = 30{,}1$.
$i = 29{,}4$ ‰, etwa 1 : 33.

Weite 0,30 m. $r = 0{,}075$.
$c = 37{,}8$.
$i = 9{,}3$ ‰, etwa 1 : 100.

Weite 0,50 m. $r = 0{,}125$.
$c = 44{,}0$.
$i = 4{,}1$ ‰, etwa 1 : 250.

Diese Beispiele zeigen, in welchem Grade bei ein und derselben Geschwindigkeit die Gefälle abnehmen, wenn die Weiten zunehmen. Ähnliches ist bei allen Wasserleitungen der Fall.

Von der Ermittelung der Abmessungen aus gegebener Geschwindigkeit und gegebenem Gefälle der Leitungen wird im Art. 29 die Rede sein.

Zweckmäßige Querschnitte. Behufs eines Vergleichs der Durchflußquerschnitte der Leitungen mit freiem Wasserspiegel ist im Nachstehenden als Größe sämtlicher Querschnittsflächen 1 qm angenommen und es sind hierfür sowohl die hydraulischen Tiefen r_1, wie die Breiten B der Wasserspiegel berechnet. Von dem Werte r_1, welchen man den hydraulischen Modul nennen könnte, ist die Geschwindigkeit des Wassers hauptsächlich abhängig und die Benutzung dieses Wertes erleichtert manche der weiter unten kommenden Rechnungen; die Breite des Wasserspiegels beeinflußt dagegen nicht selten die Größe der von der Leitung eingenommenen Flächen, somit den Grunderwerb.

Für eine beliebige Querschnittsfläche F und ähnliche Querschnitte erhält man B und r, überhaupt alle linearen Abmessungen, indem man die linearen Abmessungen für F = 1 mit $\sqrt{F}$ multipliziert, was sich aus einem bekannten, für die Ähnlichkeit ebener Figuren geltenden Satze leicht ergibt.

I. Werte von B_1 und r_1 für Kreisabschnitte.

Hier und im Folgenden bezeichnen: ϱ den Halbmesser der Kreise, a die Wassertiefe, u den benetzten Umfang.

Aus $r = \frac{F}{u}$ ergibt sich $r_1 = \frac{1}{u_1}$.

	Berechnung	B_1	r_1
		m	m
1.	Kreisabschnitt mit Centriwinkel 45°.		
	Die Gleichungen sind:		
	$\frac{\varrho^2}{2}\left(\frac{\pi}{4} - \sin 22^1/_2{}^0 \cdot \cos 22^1/_2{}^0\right) = \frac{\varrho^2}{2}\left(\frac{\pi}{4} - \sin 45^0\right) = 0,0391 \cdot \varrho^2 = 1$		
	$u_1 = \varrho \cdot \frac{\pi}{4}$ $\qquad B_1 = 2\varrho \cdot \sin 22^1/_2{}^0.$		
	Hieraus ergibt sich		
	$\varrho = 5,06$ $\qquad u_1 = 3,97$ $\qquad$ ferner	3,87	0,252
2.	Kreisabschnitt mit Centriwinkel 90°.		
	Gleichungen:		
	$\frac{\varrho^2}{2}\left(\frac{\pi}{2} - 1\right) = 0,285 \cdot \varrho^2 = 1$		
	$u_1 = \varrho \cdot \frac{\pi}{2}.$ $\qquad B_1 = 2\frac{\varrho}{\sqrt{2}} = \varrho \cdot \sqrt{2}$		
	$\varrho = 1,87$ $\qquad u_1 = 2,94$	2,65	0,340
3.	Halbkreis.		
	$\frac{\varrho^2}{2}\pi = 1$		
	$u_1 = \varrho\pi$ $\qquad B_1 = 2\varrho$		
	$\varrho = 0,798$ $\qquad u_1 = 2,51$	1,596	0,398
		oder genau genug	
		1,60	0,40

	Berechnung	B_1	r_1
4.	Kreisabschnitt mit Centriwinkel 270°.	m	m
	$\frac{\rho^2}{2}(1^1/_2\pi + 1) = 2{,}86\,\rho^2 = 1$		
	$u_1 = \rho \,.\, 1^1/_2\,\pi$	Durch-messer	
	$\rho = 0{,}592$ $u_1 = 2{,}78$	1,18	0,360
	Zum Vergleich sei bemerkt, daß für den ganzen Kreis der Durchmesser = 1,13 m und $r_1 = \frac{d_1}{4} = 0{,}282$ m ist.		

Bei kleinen Centriwinkeln ist es nicht selten vorteilhaft, einen Kreisbogen durch ein Stück einer Parabel zu ersetzen. Dann hat man bei einem Winkel von 45° zwischen zwei zusammengehörenden Normalen beispielsweise die Gleichungen $\frac{2x}{y} = \text{tg}\,.\,22\tfrac{1}{2}^0 = 0{,}414$ und $2yx\,.\,\frac{2}{3} = 1$ (vergl. Abb. 154 in Art. 73). Hieraus ergibt sich $2y = B_1 = 3{,}80$ und $x = 0{,}394$, ferner u_1 (nach einer bekannten Näherungsformel berechnet) = 3,91, schließlich $r_1 = 0{,}256$, während bei dem entsprechenden Kreisbogen $r_1 = 0{,}252$ ist.

Aus dem Obigen geht hervor, daß für Ableitung des Wassers **ein halbkreisförmiger Querschnitt der leistungsfähigste** ist, und es ist zu beachten, daß in diesem Falle die hydraulische Tiefe gleich der halben Wassertiefe wird.

Bei den unter 2. und 1. aufgeführten Querschnitten sind die r_1 geringer, bezw. erheblich geringer, als beim Halbkreis. Auch bei dem unter 4. genannten Querschnitt (Kreisabschnitt mit Centriwinkel 270°) zeigt sich eine solche Verminderung. Das hindert jedoch nicht, daß hier bei gleichbleibendem Halbmesser die hydraulische Tiefe und mit ihr die Geschwindigkeit eine Steigerung erfahren.

II. Quadratische und rechteckige Querschnitte.

	Berechnung		B_1	r_1
			m	m
5.	Quadrat. $u_1 = 3$	$a_1^2 = 1$. $r_1 = {}^1/_3$.	1,00	0,333
6.	Rechteck. $2a_1^2 = 1$ $a_1 = 0{,}707$.	$B_1 = 2a_1$. $u_1 = 4a_1$.	1,41	0,353
7.	Rechteck. $4a_1^2 = 1$ $a_1 = 0{,}5$.	$B_1 = 4a_1$. $u_1 = 6a_1$.	2,00	0,333
8.	Rechteck. $6a_1^2 = 1$ $a_1 = 0{,}408$.	$B_1 = 6a_1$. $u_1 = 8a_1$.	2,45	0,306

	Berechnung		B_1	r_1
			m	m
9.	Rechteck. $10 a_1^2 = 1$ $a_1 = 0{,}316$.	$B_1 = 10 a_1$. $u_1 = 12 a_1$.	3,16	0,264
9a.	Rechteck. $100 a_1^2 = 1$ $a_1 = 0{,}1$.	$B_1 = 100 a_1$. $u_1 = 102 a_1$.	10,00	0,098

Der rechteckige Querschnitt unter 6. ist der leistungsfähigste. In diesen Querschnitt läßt sich ein Halbkreis einschreiben und er hat mit letzterem gemein, daß die Wassertiefe gleich der doppelten hydraulischen Tiefe ist.

Der quadratische Querschnitt steht hinsichtlich der Leistungsfähigkeit nicht weit hinter dem rechteckigen zurück und hat den Vorteil einer geringeren Breite.

Rechtecke von den unter 9a angegebenen Verhältnissen ($B_1 = 100 a_1$, wobei r_1 nur wenig kleiner als a_1 ist) kommen bei Wasserleitungen nicht vor, aber bei Flüssen ist die durchschnittliche Wassertiefe a im Vergleich mit der Breite B gewöhnlich nur klein. Dann kann man in $r = \frac{B a}{B + 2a}$ das zweite Glied des Nenners vernachlässigen und erhält $r = a$. Von dieser Annäherung wird nicht selten Gebrauch gemacht.

Abb. 51.

Nunmehr sind die **leistungsfähigsten trapezförmigen Querschnitte** zu untersuchen. Bei diesen kommt außer den in obigen namhaft gemachten Größen der Neigungswinkel δ der Böschungen in Betracht, derselbe wird in der Regel durch die Cotangente vertreten. Bei einmaliger, $1^1/_2$maliger Böschung usw. ist cotg $\delta = 1, 1{,}5$ usw. Die oben besprochenen Eigenschaften des halbkreisförmigen Querschnitts und des rechteckigen Querschnitts unter 6. weisen darauf hin, daß die leistungsfähigsten trapezförmigen Querschnitte diejenigen sein werden, welche einem Halbkreise umschrieben sind, dessen Mittelpunkt im Wasserspiegel liegt (Abb. 51). Daß ein Rechteck mit eingeschriebenem Halbkreis, bei welchem also die Breite gleich der doppelten Wassertiefe, den kleinsten benetzten Umfang, somit die größte hydraulische Tiefe unter allen Rechtecken hat, ist an anderer Stelle (S. 54) durch Rechnung nachgewiesen. Wie dort geschehen, kann man auch für die trapezförmigen Querschnitte durch Anwendung der Differentialrechnung beweisen, daß Querschnitte mit eingeschriebenem Halbkreis die leistungsfähigsten sind und auf dieser Grundlage die Abmessungen berechnen[56]).

[56]) Vergl. Handb. (3. Aufl.) Kap. IV, S. 8.

In elementarer Weise ergibt sich für die genannten Querschnitte bei Betrachtung der Abb. 51 das Folgende:

$$B = 2 \frac{a}{\sin \delta}$$

$$F = B\,a - 2 \frac{a}{2}\,a \operatorname{cotg} \delta = \frac{2 a^2}{\sin \delta} - a^2 \operatorname{cotg} \delta$$

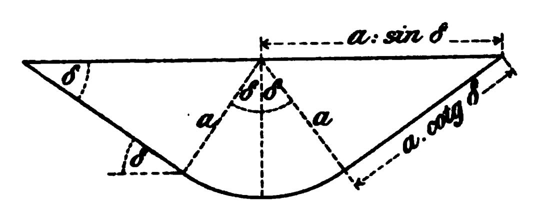
$$F \sin \delta = 2 a^2 - a^2 \cos \delta, \text{ also } a = \sqrt{\frac{F \sin \delta}{2 - \cos \delta}}$$

$$b \text{ (die Sohlenbreite)} = B - 2 a \operatorname{cotg} \delta$$

$$u = b + \frac{2 a}{\sin \delta} \text{ und } r = \frac{F}{u} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 30.$$

Wenn nun $F = 1$ gesetzt wird, erhält man aus obigen Formeln der Reihe nach $a_1 B_1 b_1 u_1$ und r_1, vergl. Tabelle III.

Abb. 52.



Auch in diesem Falle, nicht minder bei dem nachstehend unter 14. besprochenen Querschnitt ist $r = \frac{1}{2} a$; diese Eigenschaft haben alle Querschnitte, welche sich in gleich hohe Dreiecke zerlegen lassen.

III. Leistungsfähige trapezförmige Querschnitte[57]).

	Berechnung	B_1	r_1
		m	m
10.	Halbes regelmäßiges Sechseck $\operatorname{cotg} \delta = 0{,}577$	1,76	0,880
11.	Trapez mit 1maligen Böschungen. $\operatorname{cotg} \delta = 1$	2,09	0,370
12.	Trapez mit 1½maligen Böschungen. $\operatorname{cotg} \delta = 1{,}5$	2,48	0,345
13.	Trapez mit 2maligen Böschungen. $\operatorname{cotg} \delta = 2{,}0$	2,84	0,318
	Den trapezförmigen Querschnitten verwandt und beachtenswert ist der		
14.	Querschnitt mit ausgerundeter Sohle (Abb. 52). Die Gleichungen sind: $\frac{a^2}{2}(2 \cdot \operatorname{cotg} \delta + \operatorname{arc} 2 \delta) = F$; $u = a(2 \cdot \operatorname{cotg} \delta + \operatorname{arc} 2 \delta)$ und $r = \frac{1}{u}$. Für $F = 1$, $\operatorname{cotg} \delta = 1{,}5$, $\delta = 33^0 40'$ erhält man $a_1 = 0{,}693$, $u_1 = 2{,}89$ ferner	2,50	0,346

Unter den hier aufgeführten Querschnitten ist der unter 10. genannte (halbes regelmäßiges Sechseck) der leistungsfähigste, er zeichnet sich auch durch eine vergleichsweise geringe obere Breite aus. — Ferner ist zu beachten, daß die unter

[57]) Ausführlicher im Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.), S. 252.

12. und 14. genannten Querschnitte hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit und ihrer oberen Breite nur wenig von einander abweichen. Überhaupt veranlassen mäßige Änderungen der Querschnittsformen oft nur ganz geringe Änderungen der hydraulischen Tiefen.

29. Geschlossene Leitungen mit freiem Wasserspiegel.[58]) Die Baustoffe, welche bei geschlossenen Leitungen mit freiem Wasserspiegel vorzugsweise Verwendung finden, sind gebrannter Ton, Stampfbeton und sorgfältig ausgeführtes Backsteinmauerwerk. Bruchsteinmauerwerk, Steinplatten und dergl. kommen heutzutage nur selten vor und es genügt zu bemerken, daß diese Baustoffe mit einem rechteckigen Querschnitt Hand in Hand zu gehen pflegen. Auch eiserne Rohre verwendet man nur ausnahmsweise. Bei jenen meist gebräuchlichen Stoffen kommt in erster Linie ein kreisförmiger Querschnitt in Betracht und die Rohre bestehen entweder aus innen und aussen glasiertem sogenanntem Steingut oder aus gewöhnlichem gut gebrannten Ton. Letzterer genügt bei den schon mehrfach erwähnten Drainröhren. Diese haben eine mäßige Länge (etwa 25 cm), kleine Weiten (3 bis 15 cm) und werden mit offenen Fugen verlegt[59]). Dagegen haben Steingutrohre, welche in Weiten von 5 bis 60 cm vorkommen, stets Muffenverbindungen. Bei Angabe der sogenannten Baulänge bleiben die letzteren unberücksichtigt; dieselbe ist in der Regel 1,0 m, ausnahmsweise 1,2 m.

Bei den oben genannten Hauptarten ist die Beschaffenheit der vom Wasser berührten Flächen ziemlich verschieden, aber nur solange die Kanäle neu sind. Eine längere Benutzung verringert diese Unterschiede merklich. Außerdem ist zu berücksichtigen, daß die Beschaffenheit des zu leitenden Wassers die Geschwindigkeit erheblich beeinflußt. Wenn dasselbe Schlamm oder gar Sand mit sich führt, wird unter sonst gleichen Umständen die Geschwindigkeit geringer sein, als bei reinem Wasser. Beide Umstände weisen darauf hin, daß es wenig Zweck hat, eine große Anzahl von Abstufungen, dem Grade der Rauhheit der verschiedenen Baustoffe in ihrem neuen Zustande entsprechend, zu bilden. Mit den in der Tabelle S. 77 enthaltenen Angaben und den entsprechenden Formeln wird man in den meisten Fällen auskommen können.

Zunächst soll eine Reinwasserleitung besprochen werden, deren Wasserspiegel nur mäßigen Schwankungen ausgesetzt ist. Die abzuführende Wassermenge sei bekannt, die Beschaffenheit der aus den obengenannten Stoffen bestehenden Wandungen erlaubt die Annahme einer Geschwindigkeit von etwa 2 m; es ist nur zu fordern, daß das strömende Wasser die Wandungen nicht angreift. Aus Wassermenge und Geschwindigkeit ergibt sich der Durchflußquerschnitt auf bekanntem Wege. Das weitere geht aus dem nachstehenden Beispiel hervor.

Die Wassermenge sei 0,225 cbm/sek. Bei 2 m Geschwindigkeit ist dann der Durchflußquerschnitt $F = \frac{0,225}{2} = 0,112$ qm. Für die Leitung wird ein kreisförmiges Rohr aus Stampfbeton gewählt, der Wasserspiegel darf über der Mitte dieses Rohres liegen, man wählt deshalb einen Kreisabschnitt mit Centriwinkel 270°; bei diesem Querschnitt wird, nebenbei bemerkt, die Geschwindigkeit nahezu ein Maximum.

Für $F = 1$ (s. S. 81) ist der Durchmesser $= 1,18$ und der hydraulische Modul $r_1 = 0,360$, für $F = 0,112$ ergibt sich hieraus $d = 1,18 \sqrt{0,112} = 0,395$ und

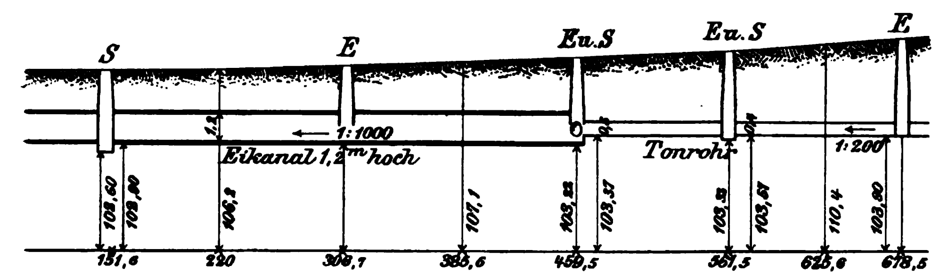
[58]) Handb. (3. Aufl.) Kap. IV, S. 25; Kap. VIII, § 4. u. 5.

[59]) Bei der Berechnung pflegt eine Erfahrungsformel verwendet zu werden, welche sich auf Eytelweins Formel stützt, vergl. Handb. (3. Aufl.) Kap. IX, S. 14.

$r = 0{,}360 \sqrt{0{,}112} = 0{,}12$. Auch die bezeichneten Rohre werden, wie die eisernen, nicht in jeder beliebigen Weite geliefert, man wird deshalb ein 40 **cm** weites Rohr nehmen. Die hiermit verbundene Änderung von r ist unerheblich. Durch interpolieren (einschalten) erhält man aus der Tabelle S. 77 bei Zugrundelegung der obersten Zeile derselben genau genug $c = 59$ und aus $i = \frac{v^2}{c^2 r}$ das Gefälle $i = \frac{1}{104}$ oder rund 10 ‰.

Weniger einfach als bei Reinwasserleitungen liegt die Sache bei städtischen Straßenkanälen; bei diesen kommen nicht allein die starken, namentlich bei Regengüssen eintretenden Schwankungen des Wasserspiegels, sondern es kommt auch die unreine Beschaffenheit des abzuleitenden Wassers in Betracht. Rücksichten auf letzteres bringen es unter anderm mit sich, daß oberhalb der Kanäle oder daneben lotrechte, bis Oberkante Pflaster reichende Schächte hergestellt werden, welche verschiedenen Zwecken dienen. Abb. 53 zeigt einen Teil des Höhenplanes eines Straßen-

Abb. 53. Längen 1 : 5000. Höhen 1 : 500.



kanals in der üblichen bildlichen Darstellung. Die mit S bezeichneten Schächte sind Spülschächte, sie haben unten einen sogenannten Schlammfang, die Einsteigeschächte sind mit E bezeichnet. Da, wo Eikanal und Tonrohr zusammentreffen, ist der Anschluß eines zweiten Tonrohrkanals angedeutet. Auch für Zwecke der Lüftung werden Schächte nicht selten angelegt.

Bei der Berechnung der Straßenkanäle ist die (ältere) Geschwindigkeitsformel von Ganguillet u. Kutter (S. 76), mit $b = 0{,}45$ zweckentsprechend, weil man für diese den Erfahrungswert b mit einiger Sicherheit ermittelt hat. Für die größten zulässigen Geschwindigkeiten gilt das bei den Reinwasserleitungen Gesagte. Mehr Schwierigkeiten als die großen Geschwindigkeiten bereitet aber die Erlangung einer nicht zu kleinen Geschwindigkeit, weil die Kanäle in trockener Zeit nur durch die vergleichsweise geringen Mengen des Hauswassers gespeist werden. Man nimmt an, daß bei den dann vorhandenen mäßigen Füllhöhen eine Geschwindigkeit von mindestens 0,6 **m** zu erstreben sei.

Wenn nun für einen kleinen Straßenkanal mit kreisförmigem Querschnitt ein Durchmesser von 0,40 **m**, also der Halbmesser $\varrho = 0{,}20$ **m** angenommen wird, kann man unter Benutzung der Tabelle I, S. 80 das Gefälle wie folgt berechnen: Eine mäßige Füllhöhe sei vorhanden, wenn das Abwasser einen Kreisabschnitt mit Centriwinkel 90° füllt. Alsdann hat man (s. No. 2 der genannten Tabelle) $F = 0{,}285\,(0{,}20)^2 = 0{,}0114$ **qm**, $\sqrt{F} = 0{,}107$ und die hydraulische Tiefe $r = 0{,}340 \times 0{,}107 = 0{,}0364$. Hierfür berechnet sich mit Hilfe der vorhin bezeichneten Geschwindigkeitsformel $c = 30$

und man erhält bei $v = 0{,}6$, $c = 80$ und $r = 0{,}0864$, das Gefälle $i = 0{,}011$ oder abgerundet 1:100.

Dies stimmt mit der Erfahrung; kleine Straßenkanäle pflegen sich bei Gefällen von 1:100 bis 1:150 ohne Nachhülfe genügend rein zu halten.

Bei den Anschlüssen der Hausleitungen, denen man Weiten von 0,10 m bis 0,15 m gibt, sind aus naheliegenden Gründen stärkere Gefälle geboten, ihre geringsten Gefälle sollten erfahrungsgemäß nicht kleiner als 1:40 bis 1:50 sein.

Nunmehr sind die Geschwindigkeiten zu besprechen, welche bei den Schwankungen des Wasserspiegels, also bei Änderung der Füllhöhen, eintreten. Bei dem vorhin als Beispiel gewählten 40 cm weiten Kreiskanal ergibt sich für einen Kreisabschnitt mit Centriwinkel 45° unter Benutzung der auf S. 80 angegebenen Zahlenwerte ein Durchflußquerschnitt $F = 0{,}0391\ (0{,}20)^2 = 0{,}00156$ qm, $\sqrt{F} = 0{,}0395$, somit die hydraulische Tiefe $r = 0{,}252 . 0{,}0395 = 0{,}01$. Hieraus berechnet sich bei einem Gefälle $= 0{,}01$ die Geschwindigkeit v zu 0,19 oder (rund) 0,2 m.

Für den Centriwinkel 90° ist die Geschwindigkeit 0,6 m oben bereits angegeben.

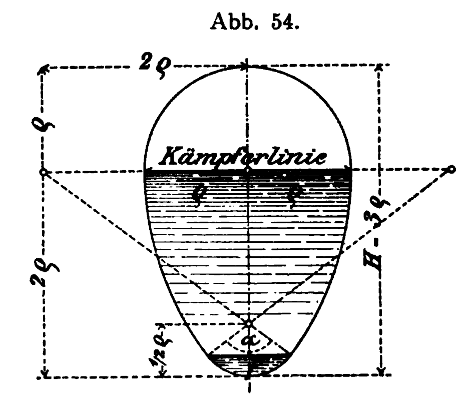
Für den bis zur Mitte gefüllten Kanal hat man $v = c . 0{,}1 . \sqrt{r}$, hierin ist $v = 0{,}10$ m, $\sqrt{r} = 0{,}316$ und das zugehörige $c = 41$, also $v = 41 . 0{,}1 . 0{,}316 = 1{,}3$ m.

Für einen Kreisabschnitt mit Centriwinkel 270° erhält man $v = 1{,}5$ m und für den ganz gefüllten Kanal wieder $v = 1{,}3$ m.

Man sieht hieraus, daß die Geschwindigkeit und zwar bei einem Centriwinkel von etwa 270° (genau bei einem solchen von 257°) ein Maximum hat. Hiermit ist aber ein Maximum der Ergiebigkeit nicht verbunden, weil bei dieser auch die Größe des Wasserquerschnitts in Betracht kommt. Das letztere ist vorhanden, wenn der Querschnitt bis auf 0,91 des Durchmessers (Centriwinkel 308°) gefüllt ist, und die entsprechende Wassermenge ist um (rund) 8 % größer als bei ganzer Füllung.

Noch größer als die obigen Zahlen angeben, wird die Geschwindigkeit und mit ihr die Ergiebigkeit, wenn bei ungewöhnlich starken Zuflüssen eine Überfüllung des Kanals eintritt. Dann steigt das Wasser in den Schächten, einen Teil derselben mitunter ganz anfüllend, empor und für die Berechnung der Geschwindigkeit ist nicht mehr die Neigung des Kanals, sondern es ist der Unterschied der in genannter Weise entstehenden Druckhöhen maßgebend. Wenn bei dem besprochenen Kanal von 0,40 m Weite und 0,01 Gefälle beispielsweise sich ein Druckhöhen-Unterschied von 0,15 m bildet, wird $v = c . \sqrt{0{,}015} . \sqrt{r} = c . 0{,}122 \sqrt{r}$. Da c und r unverändert bleiben, erhält man, mit $c = 41$ und $\sqrt{r} = 0{,}316$, $v =$ (rund) 1,6 m, während vor der Überfüllung $v = 1{,}3$ m war.

Abb. 54.



Die in Kreiskanälen bei geringen Füllhöhen eintretende erhebliche Verminderung der Geschwindigkeit ist ein Übelstand, der sich durch Wahl eines e i f ö r m i g e n Q u e r s c h n i t t s zum Teil beseitigen läßt. Abb. 54 zeigt die oft angewendeten Verhältnisse eines solchen Querschnitts; H ist gleich der anderthalbfachen Breite 2ϱ und der Halbmesser der Sohle gleich dem sechsten Teil der Höhe, also $= \frac{\varrho}{2}$. Der ganze

Flächeninhalt ist $= 4{,}59\,\varrho^2$ und der ganze Umfang $= 7{,}93\,\varrho$. Es würde zu weit führen, wenn diese Zahlen hier abgeleitet werden wollten.[60]) Wenn man $F = 4{,}59\,\varrho^2 = 1$ setzt, erhält man $\varrho = 0{,}467$, also $2\varrho = 0{,}934$ und die ganze Höhe $H = 1{,}40$, ferner $u_1 = 7{,}93\,\varrho = 3{,}70$, und den hydraulischen Modul $r_1 = 0{,}233$ **m**. Für einen gefüllten kreisförmigen Querschnitt (s. S 81) war $r_1 = 0{,}282$, der kreisförmige Querschnitt ist also einem gleich großen eiförmigen hinsichtlich der Ergiebigkeit überlegen. Der letztere hat aber den erheblichen Vorteil, daß die Kanäle weniger verschlammen. Dies läßt sich folgendermaßen durch Rechnung nachweisen:[61])

Angenommen, das Wasser fülle nur den untersten, schraffierten Teil des Querschnitts Abb. 54, S. 86; der Halbmesser dieses Kreisabschnitts ist $\frac{\varrho}{2} = 0{,}233$, der Centriwinkel 160° (an der in Anm. 60 bezeichneten Stelle ist dies nachgewiesen). Der Flächeninhalt eines Kreisabschnitts mit dem Halbmesser 1 und dem genannten Centriwinkel ist $= 0{,}444$, somit $f = 0{,}444\ (0{,}233)^2 = 0{,}0241$. Weiter ergibt sich $u = 0{,}431$ und $r = 0{,}056$. Wenn man nun auf bekanntem Wege und unter Annahme eines Gefälles $= 0{,}002$ die Geschwindigkeit des Wassers berechnet, erhält man $v = 0{,}36$ **m**.

Nun wird in einem Kreise, dessen Flächeninhalt $= 1$, dessen Halbmesser also $= 0{,}565$, ein Kreisabschnitt von der Größe f ermittelt; derselbe ist bei einem Centriwinkel $= 56°$ (genau genug) vorhanden. Die sonstigen Berechnungen verlaufen wie vorhin und man erhält $v = 0{,}29$ **m** gegen 0,36 **m** beim Ei.

Sehr erheblich kann man diesen Unterschied nicht nennen, dem eiförmigen Querschnitt gereicht aber noch ein anderer Umstand zum Vorteil. Die Fortführung der Sinkstoffe wird hauptsächlich durch die Wassertiefe beeinflußt, in Art. 40 (Schleppkraft des strömenden Wassers) wird dies begründet werden. Wenn man nun in den besprochenen Fällen die größten Wassertiefen, d. h. die Bogenhöhen ermittelt, erhält man für das Ei 0,093 **m**, für den Kreis 0,066 **m**. Bei kleinen Füllhöhen verhält sich also die Schleppkraft des Wasser im Ei zu der im Kreise etwa wie 3 : 2. Wenn man, diese Untersuchung weiter ausdehnend, eine Füllung des Eis bis zur Kämpferlinie annimmt und im Kreise einen gleichgrossen Wasserquerschnitt ermittelt, so findet man, daß der größten Wassertiefe im Ei $= 2\varrho = 0{,}934$ **m** eine Wassertiefe im Kreise von 0,707 **m** entspricht, und die Schleppkraft des Wassers im Ei verhält sich zu der im Kreise wie (rund) 4 : 3. Durch den Umstand, daß bei den zuletzt betrachteten Füllungen im Ei eine *mittlere* Geschwindigkeit von 1,31 **m**, im Kreise aber eine solche von 1,40 **m** entsteht, wird hieran wenig oder nichts geändert, und das allgemein gültige Ergebnis ist, daß *die Abführung der Sinkstoffe durch die Wahl eines eiförmigen Querschnitts erheblich befördert wird.*

Bis jetzt sind die Kanäle unter Annahme bestimmter Querschnittsgrößen besprochen, und es wurde unter anderm gezeigt, wie man aus diesen die Gefälle ableiten kann. Die örtlichen Verhältnisse sind aber häufig derart, daß kräftige Gefälle, bei welchen die Kanäle sich ohne weiteres rein erhalten, nicht zur Anwendung gelangen können. Dann wird eine häufige Spülung der Kanäle durch Zuführung reinen Wassers oder eine zeitweise Ausräumung der angesammelten Sinkstoffe erforderlich. Bei den letztgenannten Reinigungsarbeiten hat der eiförmige Querschnitt den weiteren Vorteil, daß er das Begehen erleichtert. Die oben besprochenen Abmessungen (Höhe 1,40 **m**, Länge der Kämpferlinie rund 0,90 **m**) sind erwünscht, größere selbstverständlich nicht ausgeschlossen. Die bezeichneten Arbeiten lassen sich jedoch auch bei 1,2 **m**

---

[60]) Vergl. Handb. (3.Aufl.) Kap. IV, S. 14 u. 15, woselbst auch ein eingehender Vergleich zwischen kreisförmigen und eiförmigen Querschnitten angestellt ist.

[61]) Diese und ähnliche Rechnungen werden durch die Tabelle der Bogenlängen, Bogenhöhen u. s. w. im Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.), S. 36 erleichtert.

Höhe und 0,8 m Weite ausführen; bei noch kleineren Abmessungen werden sie sehr beschwerlich.

Wenn nun die Örtlichkeiten bestimmte und geringe Gefälle mit sich bringen, entsteht die Aufgabe, aus diesen und aus der verlangten Ergiebigkeit die Abmessungen der Querschnitte zu ermitteln. Hierüber wird in Art. 32 einiges gesagt werden. An dieser Stelle soll nur erwähnt werden, wie es nicht selten vorkommt, daß Kanäle von mittlerer Größe (Zweigkanäle) Gefälle von 1 : 800 bis 1 : 1000, Hauptkanäle solche von 1 : 1000 bis 1 : 1500 und mitunter noch weniger erhalten müssen.

30. Offene Leitungen, insbesondere Gräben. Bei den offenen Wasserleitungen ist die Mannigfaltigkeit der verwendeten Baustoffe und die hiermit in Verbindung stehende Mannigfaltigkeit der Querschnittsformen bemerkenswert; als Baustoffe kommen Mauerwerk, Beton, Holz und Erde zur Anwendung, Eisen ist nicht ausgeschlossen. Die mittels des Erdbaues hergestellten Leitungen, die Gräben, sind die gebräuchlichsten; ihr Querschnitt gestaltet sich aus naheliegenden Gründen in der Regel im wesentlichen trapezförmig, der Durchflußquerschnitt ist unten von der Sohle, an den Seiten von Böschungen, oben vom Wasserspiegel begrenzt.

Wie bei den bedeckten Leitungen beruht die Ermittelung des Flächeninhalts des Durchflußquerschnitts in der Regel auf der von den Gräben abzuführenden Wassermenge und es soll hier hauptsächlich der Fall ins Auge gefaßt werden, daß ein an einem Abhange anzulegender Graben, wie es z. B. bei Werkkanälen vorkommt, eine bestimmte Wassermenge abzuleiten hat, dann muß das Gefälle ermittelt werden. Die Sache liegt aber nicht immer so, die Wassermengen der Entwässerungsgräben beispielsweise sind von den atmosphärischen Niederschlägen abhängig und deshalb sehr starken Schwankungen unterworfen, ferner ist bei ihnen das Gefälle noch öfter, als es bei geschlossenen Leitungen der Fall, durch örtliche Verhältnisse festgelegt.

Bei einem Graben muß verlangt werden, daß keine Ausnagungen der Sohle und der Böschungen stattfinden und man pflegt anzunehmen, daß bei den gewöhnlich vorkommenden Bodenarten mittlere Geschwindigkeiten von 0,6 bis 0,8 m dieser Anforderung entsprechen[62]). Auf Grund einer angenommenen Geschwindigkeit und aus der geforderten Ergiebigkeit erfolgt die Bestimmung des Wasserquerschnitts F in bekannter Weise. Behufs Wahl einer geeigneten Form des Querschnitts ist dann zunächst der Böschungswinkel δ (Abb. 52, S. 83) sachgemäs zu ermitteln. Man pflegt anzunehmen:

bei lockerer Erde, Sand usw. $\operatorname{cotg} \delta = 2{,}0$,

bei fester Erde ohne Böschungsbekleidung $\operatorname{cotg} \delta = 1{,}5$,

bei fester Erde mit einer solchen Bekleidung $\operatorname{cotg} \delta = 1{,}0$.

Bei noch steileren Böschungen ist Mauerwerk oder Beton am Platze.

Wenn F und δ ermittelt sind, gestaltet sich die Berechnung zweckmäßiger Querschnitte an Hand der Angaben auf S. 83 sehr einfach, übrigens sind die an genannter Stelle vorgeführten Grabenquerschnitte zwar die leistungsfähigsten, aber nicht immer die vorteilhaftesten, weil man bei endgültiger Wahl eines Querschnitts außer einem erleichterten Abfluß des Wassers noch andere Umstände berücksichtigen muß. Beispielsweise sollte, um die Kosten des Grunderwerbs zu verringern, auf tunliche

---

[62]) Näheres über zulässige Wassergeschwindigkeiten in Gräben und Kanälen s. Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) S. 251 und Handb. (3. Aufl.) Kap. IX, S. 21.

Beschränkung der oberen Breite Bedacht genommen werden, ferner sind sehr kleine Sohlenbreiten der Unterhaltungsarbeiten wegen zu vermeiden.

Bei Ermittelung der Geschwindigkeits-Koeffizienten ist zu berücksichtigen, daß die Oberflächen-Beschaffenheit der Sohle und der Böschungen je nach der Art des Bodens, in welcher der Graben hergestellt wird, sehr verschieden ist, daß schon eine geringe Bildung von Pflanzen den Geschwindigkeits-Koeffizienten merklich verringert, und dergl. mehr. Eine für alle Fälle zutreffende Regel läßt sich deshalb nicht angeben. Man darf die Zahlenreihen 3 und 4 der Tabelle S. 78 als Grenzwerte für gegrabene Kanäle ansehen, wenn man nicht die ältere Formel von Ganguillet und Kutter mit $b = 1{,}22$ bevorzugen will; das letztere ist in dem nachstehenden Beispiele geschehen. Man erhält dabei Werte, welche zwischen jenen Grenzwerten liegen. Bei grobsteinigem und felsigem Boden sind Geschwindigkeits-Koeffizienten am Platze, welche noch kleiner sind, als die unter 4 der genannten Tabelle angegebenen; von jenen wird bei anderer Gelegenheit die Rede sein.

Anwendung. Bei einem Graben sei die verlangte Ergiebigkeit 0,250 **cbm/sek** und die Geschwindigkeit 0,8 **m**, als Querschnittsfläche F erhält man $\frac{0{,}250}{0{,}8} = 0{,}31$ **qm**. Das Erdreich gestatte $1\frac{1}{2}$ malige Böschungen, also $\operatorname{cotg} \delta = 1{,}5$. Wenn man dann zunächst einen trapezförmigen Querschnitt (No. 12 der Tabelle III, S. 83) annimmt, erhält man eine Sohlenbreite von (rund) 0,2 **m**, das würde aber die Unterhaltung erschweren. Man wählt deshalb einen Querschnitt mit ausgerundeter Sohle (No. 14 der genannten Tabelle). Für diesen Querschnitt ist $r_1 = 0{,}346$, somit, da $F = 0{,}31$, $r = 0{,}346 \cdot \sqrt{0{,}31} = 0{,}193$ ferner die Wassertiefe $a = 2r = 0{,}386$ **m** und die obere Breite $B = 2{,}50 \sqrt{0{,}31} = 1{,}40$ **m**.

Aus $c = \frac{100\sqrt{0{,}193}}{1{,}22 + \sqrt{0{,}193}}$ erhält man $c = 26$, dann ergibt sich aus $i = \frac{v^2}{c^2 \cdot r}$ das Gefälle $i = 0{,}00498$ oder (rund) 5 ‰.

Wenn etwa gefragt würde, wie groß die Geschwindigkeit ausfällt, wenn die ebenen Teile der Böschungen nur zur Hälfte benetzt sind, erhält man für einen solchen Wasserquerschnitt $F = 0{,}12$ **qm**, ferner $u = 1{,}04$, $r = 0{,}12$, $c = 23$ und schließlich $v = 0{,}56$ **m**. Das ist eine Geschwindigkeit, bei welcher Verschlammungen nicht zu befürchten sind.

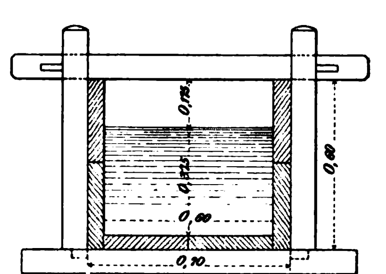
Es ist nun noch nachzuweisen, daß durch mäßige Änderungen der leistungsfähigsten Querschnitte die hydraulischen Tiefen nur sehr wenig verändert werden. Dies ergibt sich von vornherein, wenn man sich der Bedeutung erinnert, welche ein Maximum in der analytischen Geometrie hat. Elementar läßt sich der Nachweis durch Beispiele erbringen:

Bei einem Kreisabschnitt mit Centriwinkel 135° und bei $F = 1$ ist die hydraulische Tiefe $r_1 = 0{,}39$ gegen 0,40 beim Halbkreis. — Wenn man ferner den Querschnitt Abb. 52, S. 83 für $\delta = 45°$ ($\operatorname{cotg} \delta = 1$) untersucht, ergibt sich $r_1 = 0{,}375$, während $r_1 = 0{,}346$ bei $\operatorname{cotg} \delta = 1{,}5$. Eine Verschiebung des Mittelpunkts der ausgerundeten Sohle nach unten bewirkt keine nennenswerte Änderung dieser Größe und die obere Breite B wird nur um wenige Centimeter kleiner. —

Über die Leitungen, bei welchen Mauerwerk, Beton oder Holz zur Verwendung kommen, werden wenige Bemerkungen genügen. Mauerwerk ermöglicht steile Begrenzungen und diese sind am Platze, wenn die Breite der Leitungen sehr eingeschränkt werden muß. Beton pflegt man in Verbindung mit einer Decke von

Backsteinmauerwerk oder dergl. zu verwenden, dabei kann die Form des Querschnitts ein Kreisabschnitt sein; daß die Leistung eines solchen bei ziemlich großem Centriwinkel hinter der Leistung eines Halbkreises nicht weit zurückbleibt, ist soeben nachgewiesen. Der Vorteil einer derartigen Anordnung besteht hauptsächlich darin, daß die Wasserverluste durch Versickerung auf ein geringes Maß beschränkt werden, auch die Sauberkeit und die geringere Breite sind nicht zu verachten. Holz geht mit rechteckigen Querschnitten Hand in Hand, in unseren Gegenden wird es nur für kurze Strecken und unter besonderen Umständen benutzt[63]). Sehr gebräuchlich sind aus Bohlen hergestellte Gerinne, welche von hölzernen Brückenjochen unterstützt werden; auf diese Weise entstehen die einfachstèn Wasserleitungsbrücken[64]). Rahmen (vergl. Abb. 55), welche die Gerinne umschließen, geben den Bohlen die seitlichen Stützen und ermöglichen ein kräftiges Zusammenpressen der Fugen. Näheres ergibt das Nachstehende.

Abb. 55.



Es soll untersucht werden, ob für ein von einer offenen Wasserleitung durchquertes Tal eine Wasserleitungsbrücke vorteilhafter ist, als der auf Seite 74 besprochene Düker. Die Grundzüge der Brücke ergeben sich wie folgt; die Joche sind indessen nicht berücksichtigt.

Die abzuführende Wassermenge ist 0,225 **cbm/sek.** Als mittlere Geschwindigkeit des Wassers wird 1,0 **m** angenommen, weil große Geschwindigkeiten das Holz angreifen. Der rechteckige Querschnitt, dessen Fläche = 0,225 **qm** ist, gestaltet sich für den Wasserabfluß am günstigsten, wenn $B = 2a$. Das kann aber nicht entscheidend sein, man wird vielmehr auch die Abmessungen der Bohlen zu berücksichtigen haben. Wenn 30 **cm** breite und 5 **cm** starke Bohlen zur Verfügung stehen, gestaltet sich der Querschnitt wie Abb. 55 zeigt. Durch einfache Rechnungen erhält man $r = 0{,}17$ (genauer 0,167) **m**. Da es sich um glatte Wandungen handelt, ist behufs Berechnung des Gefälles zur Bestimmung von c die Zeile No. 1 der Tabelle S. 77 zu benutzen. Es folgt $c = 62$ und $i = \frac{1}{653} = 0{,}00153$ (1,5‰). Bemerkt mag noch werden, daß man $r = 0{,}168$ für $B = 2a$ erhält; der Unterschied zwischen diesem Wert und 0,167 ist verschwindend klein.

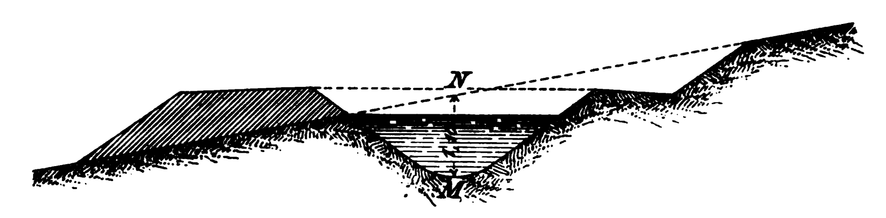
31. Lageplan und Höhenplan der Wasserleitungen. Es soll nun der Entwurf einer größeren, an einem Talabhange anzulegenden Wasserleitung mit Berücksichtigung des Lageplans und Höhenplans besprochen werden. Zunächst ist jedoch eine Vorbemerkung über den Erdarbeitsquerschnitt der Gräben zu machen. Wenn der Durchflußquerschnitt eines Grabens ermittelt ist, ergibt sich der Querschnitt für die Erdarbeit (Abb. 56) ziemlich leicht. Ein Höhenabstand von 0,4 bis 0,5 **m** zwischen dem normalen Wasserspiegel und den oberen Kanten des durch Erdbau herzustellenden Trapezes ist erforderlich, weil das Wasser mitunter zu einer nicht beabsichtigten Höhe ansteigen kann. An jene Kanten schließen sich zwei begehbare

[63]) Abbildungen verschiedener Querschnitte findet man im Handb. (3. Aufl.) Kap. IV, S. 21 bis 23.

[64]) Große Wasserleitungsbrücken sind im zweitem Bande des Handbuchs (3. Aufl.) Kap V besprochen.

Streifen, dann kann an der Bergseite unter Umständen eine Rinne folgen, um unreines Tagewasser abzufangen. Für den Streifen an der Bergseite genügt die Breite eines schmalen Fußweges (etwa 1 **m**). Die Breite des Streifens an der Talseite ist

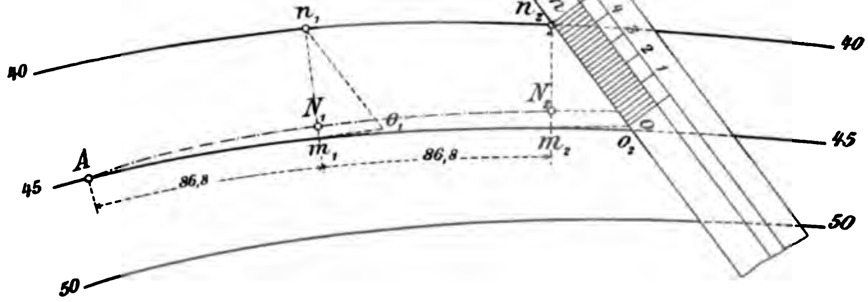
Abb. 56. M. 1:100.



wechselnd, weil sie hauptsächlich durch die verfügbaren Erdmassen bedingt wird. Es wird sich in der Regel empfehlen, den Graben so zu legen, daß der größere Teil des genannten Trapezes in den gewachsenen Boden fällt, weil in diesem die Wasserverluste geringer zu sein pflegen, als in geschüttetem Boden. Wenn hierdurch die Anschüttungen an der Talseite eine dem Anschein nach überflüssige Breite erhalten, sind die entstehenden Kosten doch gerechtfertigt.

Bei kleinen Ausführungen wird man die Mittellinie des Grabens ohne besondere Schwierigkeiten auf dem Gelände unmittelbar festlegen, bei größeren Entwürfen ist es aber erforderlich, die Linie des Grabens zunächst in einem Schichtenplane zu ermitteln; es handelt sich somit um eine Arbeit, welche dem Entwerfen einer Straßen- oder Eisenbahnlinie unter Zugrundelegung einer gegebenen Steigung nahe verwandt ist. Während man es aber bei der Eisenbahn mit bestimmten Höhen des Erdarbeitsplanums zu tun hat, ist bei einem Graben Ähnliches nicht vorhanden. Man muß deshalb zunächst in einen Querschnitt (vergl. Abb. 56) die durchschnittliche Steigung des Geländes einer zu untersuchenden Strecke so eintragen, wie es die vorhin besprochenen Rücksichten auf die Erdarbeiten verlangen, hierdurch findet man die ungefähre Höhe des Geländepunktes N über dem tiefsten Punkte der Grabensohle, also den Abstand MN; in Abb. 56 ist derselbe = 1,1 **m**.

Abb. 57.



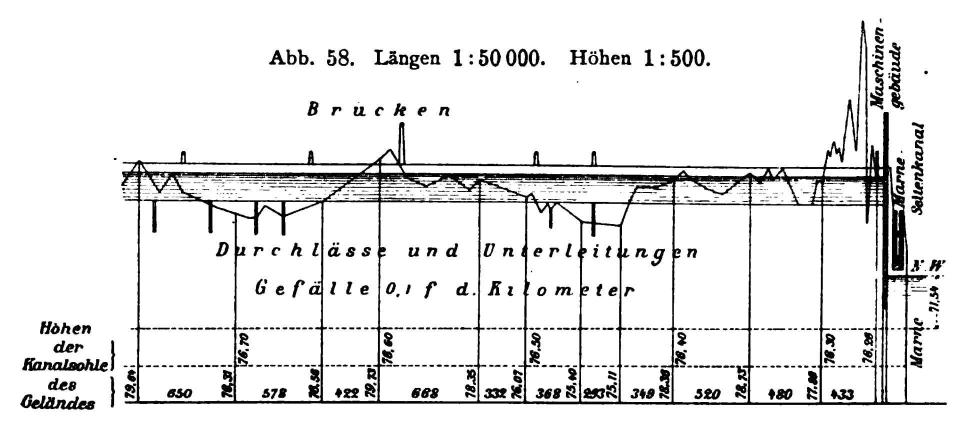
Alsdann sind die Punkte N einer sogenannten Leitlinie auf dem Schichtenplan aufzusuchen, wobei man von einer Stelle A (Abb. 57) ausgehen muß, für welche die Lage des Grabens feststeht. Ein hierbei anwendbares Verfahren wird sich am

besten unter Einführung bestimmter Zahlen beschreiben lassen. Am Ausgangspunkte A sei die feststehende Höhe eines Punktes N 45 m, das Gefälle des Grabens sei 0,0046 = $^1/_{217}$. Dann hat der Graben auf 21,7 m Länge 0,1 m, auf 86,8 m Länge 0,4 m Fall usw. Man macht nun $Am_1 = m_1m_2$ usw. = 86,8 m und zieht die Linien n_1m_1 n_2m_2 . . . annähernd in der Richtung der Krümmungshalbmesser der Schichtenlinien. Die Teilung eines an der Kante eines Papierstreifchens gezeichneten kleinen Maßstabes ergibt sich aus der Abbildung. Die Länge no muß größer sein, als der größte Abstand der beiden Schichtenlinien, zwischen denen die Leitlinie liegt, im übrigen ist diese Länge willkürlich. Im rechtwinkligen Dreieck $n_1m_1o_1$ ist die Hypotenuse gleich no, ebenso bei alle folgenden Dreiecken. Mit Hülfe des genannten Maßstabes markiert man nun auf den Hypotenusen dieser Dreiecke die Gefällshöhen 0,4 m, 0,8 m ... und erhält durch Projektion der betreffenden Punkte auf die Linien n_1m_1 n_2m_2 . . . die umringelten Punkte N_1 N_2 . . . der Leitlinie.

Dies Verfahren abkürzend kann man von n_1 n_2 . . . aus mit der Länge no auf der benachbarten Schichtenlinie (hier der Linie 40) einschneiden und die nach Obigem zwischen n und o markierten Punkte ohne Weiteres als Punkte der Leitlinie annehmen. Dies wird fast immer genau genug sein.

Die nunmehr einzuzeichnende Mittellinie des Grabens, welche sich der Leitlinie so gut wie möglich anschließen muß, ist, wie bei einer Eisenbahn, aus geraden Linien und Kreisbögen zusammenzusetzen. Für letztere sind Halbmesser von 200 bis 250 m erwünscht, schärfere Krümmungen sind jedoch mitunter unvermeidlich und ohne große Nachteile. Alsdann ist der Höhenplan des Grabens zu zeichnen, wozu es einer eingehenden Anweisung nicht bedürfen wird.

Abb. 58. Längen 1:50000. Höhen 1:500.



Es kann nicht erwartet werden, daß das besprochene Verfahren sofort einen tadellosen Höhenplan liefert, gewöhnlich wird es erforderlich sein, nachträgliche Verschiebungen der anfangs eingezeichneten Mittellinie und wiederholte Austragungen des Höhenplanes vorzunehmen, um die Erdarbeiten auf das Zweckmäßige zu beschränken usw. Ferner ist zu beachten, daß die fragliche Arbeit sich nur streckenweise vornehmen läßt, wozu das nachstehende Beispiel einen Beleg liefern wird.

Die zeichnerische Behandlung des Höhenplanes eines Grabens geht aus Abb. 58 hervor. Man sieht aus letzterer unter anderm, wie eine größere Graben- oder Kanalanlage die Erbauung von Brücken in den durchschnittenen Wegen und die

Herstellung von Durchlässen, mitunter auch von Unterleitungen für die von dem Kanal gekreuzten Bäche mit sich bringt.

Anwendung. Unterhalb der Stelle M des Lageplans Abb. 59, S. 94 sind verschiedene große Gebäude errichtet, ferner sind daselbst Gartenanlagen hergestellt, welche durch Springbrunnen und andere Wasserkünste verschönert werden sollen. Eine Untersuchung des Bedarfs der Gebäude und der Wasserkünste hat ergeben, daß zu Zeiten des stärksten Verbrauches 0,225 **cbm** Wasser in der Sekunde zur Verwendung gelangen. Ferner ist ermittelt, daß die erforderliche Wassermenge durch die Anlage eines Sammelbeckens beschafft werden kann; für dieses Becken ist die auf dem Lageplan angegebene Stelle gewählt. Es handelt sich darum eine Wasserleitung zu entwerfen, welche das Wasser des Beckens nach einem gemauerten Hochbehälter (B des Lageplans) führt. An diesem Behälter nimmt die Rohrleitung ihren Anfang, deren Verzweigungen nach den einzelnen Verwendungsstellen führen.

Die Leitung zerfällt in vier Teile: ein Graben zwischen A und R, ein Düker RR_1, ein Graben R_1T und eine geschlossene Leitung mit freiem Wasserspiegel TB.

a) Der Graben nimmt seinen Anfang an einem mit Verschlußvorrichtung versehenen Durchlaß A, welcher den Staudamm des Sammelbeckens durchquert. Der Durchlaß muß etwas höher liegen als die benachbarten Uferränder des Baches. Man gibt seiner Sohle deshalb die Höhenzahl 75,0 die Grabensohle legt man ein wenig tiefer, nämlich auf 74,82.

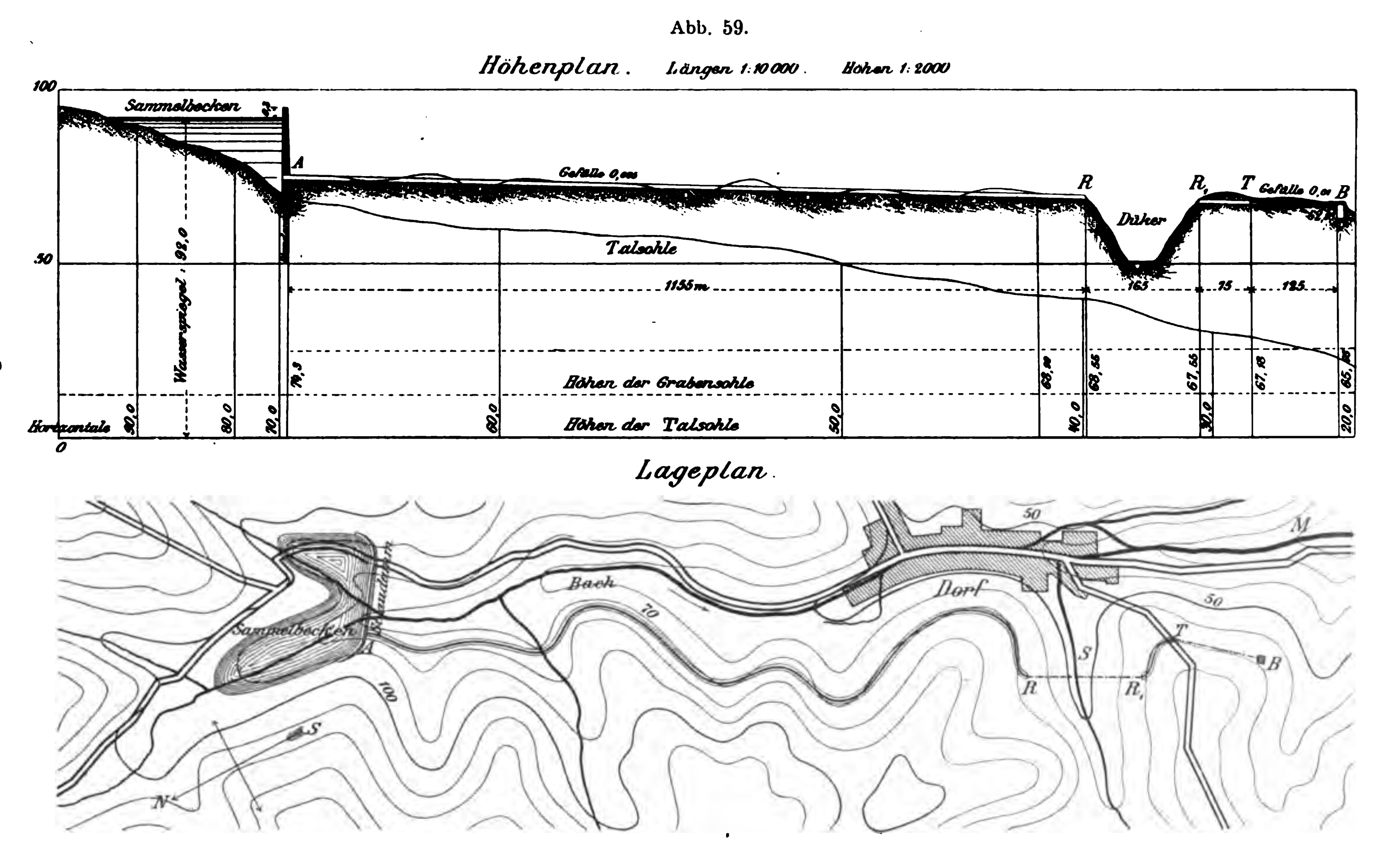
Weil in einem über 1000 **m** langen Graben Wasserverluste unvermeidlich sind, wird der Graben für eine Ergiebigkeit von 0,250 **cbm/sek** berechnet. Eine auf S. 89 bereits vorgenommene Berechnung eines solchen Grabens mit ausgerundeter Sohle hat ein Gefälle von 0,005 (1 : 200) und eine Wassertiefe von 0,386 **m** ergeben.

b) Bei S des Lageplans trifft die Leitung eine Schlucht an, welche die Herstellung eines Grabens untunlich erscheinen läßt. Man kann daselbst entweder eine Wasserleitungsbrücke oder einen Düker herstellen, und es müßte beides untersucht werden, wenn es sich um eine Ausführung handelte. Hier soll angenommen werden, daß man den Düker RR_1 (vergl. Abb. 49, S. 74) bevorzugt habe. Derselbe wird für 0,225 **cbm/sek** berechnet. Auch diese Berechnung ist bereits vorgenommen. Die Reibungshöhe wurde = 1,0 **m** gefunden, die Länge der Luftlinie zwischen beiden Rohrenden = 165 **m**. Nur das letzgenannte Maß ist bei dem Höhenplan berücksichtigt.

c) An den Düker schließt sich ein Graben R_1T, welcher 0,225 **cbm/sek** abzuführen hat; die Breite seines Wasserspiegels fällt nur wenig kleiner aus, als die Wasserspiegelbreite des Grabens AR (1,33 **m** gegen 1,40 **m**). In Anbetracht der geringen Länge dieses Grabens (75 **m**) wendet man das Gefälle des Grabens AR auch für ihn an.

d) Unterhalb des Weges, welcher die Leitung bei T kreuzt, erscheint die Herstellung eines Grabens nicht rätlich, weil der Ankauf des Geländes zu große Kosten verursachen würde. Man wählt deshalb eine geschlossene (unterirdische) Leitung mit freiem Wasserspiegel. Diese Strecke der Leitung ist auf S. 84 berechnet. Daselbst hat sich als Durchmesser eines der geforderten Ergiebigkeit entsprechenden Rohrs aus Stampfbeton 0,40 **m** und ein Gefälle von 10 ‰ (1 : 100) ergeben. Die Länge dieses Teils der Leitung ist 125 **m**, die Wassertiefe = 0,34 m.

Abb. 59.


Höhenplan. Längen 1:10000. Höhen 1:2000
100
50
0
Horizontale
Sammelbecken
Wasserspiegel: 92,0
90,0
80,0
70,0
60,0
50,0
40,0
30,0
20,0
A
74,3
Gefälle 0,005
Talsohle
1155 m
165
75
125
Höhen der Grabensohle
Höhen der Talsohle
68,90
68,55
67,55
67,18
R
Düker
R_1
T
B
Lageplan.
Sammelbecken
Staudamm
A
Bach
Dorf
100
70
50
N
S
R
R_1
T
B
M

Zusammenstellung.

Strecke	Länge m	Gefälle	Höhen-unterschied m	Höhenzahlen der Sohle an den Endpunkten	
Graben AR	1155	0,005	5,77	68,55	Die Höhenzahl bei A ist = 74,32.
Düker RR_1	165	—	1,00	67,55	
Graben R_1T	75	0,005	0,37	67,18	
Rohr TB	125	0,010	1,25	65,93	

Das Rohr TB mündet in den gemauerten und mit einer Umhüllung von Erde versehenen Behälter B. Wenn derselbe 3 m Wassertiefe hat, erhält seine Sohle die Höhenzahl 62,93 und liegt etwa 43 m über dem Punkte M der Talsohle. Das ist die Grundlage für das Verteilungsnetz der Rohrleitungen nach den Gebäuden und Wasserkünsten. —

Bei der obigen und bei ähnlichen Berechnungen wird vorausgesetzt, daß die Bewegung des Wassers in den einzelnen Strecken eine gleichförmige sei, ferner gelten diese Berechnungen, genau genommen, nur für gerade Grundrißlinien der Leitungen.

Eine gleichförmige Bewegung ist aber, wie auf S. 70 bereits erwähnt ist, in der Nähe der Stellen, woselbst Querschnittsänderungen vorkommen, von vornherein ausgeschlossen, und der Übergang einer kleineren Geschwindigkeit in eine größere bedingt den Aufwand einer gewissen Geschwindigkeitshöhe, also einen Verlust an Gefällshöhe. Auch die Krümmungen verzehren kleine Teile des Gesamtgefälles.

Es fragt sich nun, ob diese Verluste schon bei dem ersten (sogenannten generellen) Entwurfe einer Leitung berücksichtigt werden müssen. Ein erfahrener Ingenieur wird beurteilen können, ob bei der Berechnung des Gefälles der Gräben und des Rohres aus Stampfbeton die Geschwindigkeits-Koeffizienten c reichlich oder knapp bemessen sind. Wenn letzteres der Fall ist, sind die berechneten Gefälle endgültig als ausreichend anzusehen, weil ein kleineres c ein größeres Gefälle mit sich bringt. Genaues läßt sich hierüber von vornherein nicht sagen. Anders liegt die Sache bei dem Düker; bei diesem sind der Berechnung die Formeln für glatte gerade Muffenrohre zu grunde gelegt, ferner können in dem unteren Teile eines Dükers Ansammlungen von Schlamm stattfinden, die sich nicht immer sofort beseitigen lassen. Dies weist darauf hin, daß bei dem Düker die bei der Ausführung anzunehmende Gefällshöhe etwas größer sein sollte, als die berechnete.

Wie alle andern Entwürfe von Bedeutung, bedarf der Entwurf einer größeren Wasserleitnng außer einer ersten, vorläufigen Bearbeitung, von der in dem Vorstehenden ein Beispiel gegeben ist, einer mehrmaligen Durcharbeitung unter Anwendung größerer Maßstäbe und genauerer Rechnungen. Bei diesen Durcharbeitungen sind dann mancherlei Nebenumstände zu berücksichtigen, welche bei einer vorläufigen Bearbeitung unberücksichtigt bleiben dürfen. Beispielsweise ist alsdann zu untersuchen, welche Anordnungen bei den oben erwähnten Übergangsstellen zweckmäßig sind; im allgemeinen wird sich hierbei eine allmähliche Überführung eines Querschnitts in einen andern (vergl. S. 63) empfehlen.

Die Unsicherheit, welche den Berechnungen der Wasserleitungen zur Zeit noch anhaftet, würde verringert werden, wenn man bei ausgeführten Leitungen die berechneten Gefälle der Wasserspiegel mit den Gefällen vergleichen würde, die sich nach der Ausführung ausbilden und in den Leitungen Geschwindigkeitsmessungen anstellte, um die Ausführung, ihren Betrieb und den Entwurf miteinander zu vergleichen.

32. **Ermittelung des Querschnitts der Leitungen aus Wassermenge und Gefälle.** Bei früheren Gelegenheiten ist erwähnt, daß es nicht selten erforderlich wird, den Durchflußquerschnitt einer Wasserleitung aus der abzuführenden Wassermenge und dem Gefälle zu ermitteln. Hierüber sagt das Handbuch (Kap. IV, S. 10) mit Hinblick auf die leistungsfähigsten Querschnitte der Gräben das Folgende:

„Gewöhnlich ist die Wassermenge Q, das Gefälle i und der Böschungswinkel δ der Bodenart gegeben und es wird die Größe des Querschnitts gesucht. Da aber in der Geschwindigkeitsformel $v = c\sqrt{ri}$ der Wert r wieder von der zu ermittelnden Querschnittsform abhängig ist, so bleibt nur die vorläufige Annahme von r übrig, um daraus v annähernd zu berechnen. Dann ergibt sich $a = \sqrt{\frac{F.\sin\delta}{2-\cos\delta}} = 2r$[65]) und $r = \frac{a}{2}$. Mit diesem Werte von r wird dann die Rechnung wiederholt und das Verfahren wird solange fortgesetzt, bis genügende Übereinstimmung zwischen den angenommenen und den berechneten Werten vorhanden ist. Ist der vorteilhafteste Trapezquerschnitt nicht möglich, sondern ein anderes Verhältnis zwischen Tiefe und Sohlenbreite gegeben, so wird die Rechnung noch umständlicher."

Es wird dann nachgewiesen, daß die Zuhülfenahme von Zahlentabellen und zeichnerischen Darstellungen die zuerst genannten Arbeiten wesentlich erleichtert. Die Verfasser dieses Werks glauben, daß zu den erwähnten Hülfsmitteln auch die Einführung der auf S. 80 u. ff. besprochenen und mit r_1 bezeichneten Werte der hydraulischen Tiefen für $F = 1$ gerechnet werden darf, und daß ein hierauf beruhendes einfaches Verfahren bei allen Leitungen mit freiem Wasserspiegel anwendbar ist. Das soll an zwei bestimmten Fällen gezeigt werden.

a) Es sind die Abmessungen eines Straßenkanals mit eiförmigem Querschnitt zu ermitteln, welcher imstande ist, bei einem Gefälle $i = 0{,}0009$ eine Wassermenge Q von 0,6 **cbm/sek** abzuführen.

Bei Eikanälen pflegt man anzunehmen, daß die der Berechnung zu Grunde liegende Wassermenge den Kanal bis zur Kämpferlinie (Abb. 54, S. 86) füllt; die über dieser Linie liegende Fläche ist Aushülfe für außergewöhnliche Fälle. Für den genannten normalen Zustand ist zunächst r_1 zu ermitteln. Der zugehörige Halbmesser des oberen Halbkreises wird mit ϱ bezeichnet. Man hat: Fläche bis zur Kämpferlinie $= 3{,}02 \,.\, \varrho_1^2 = 1$[66]), hieraus $\varrho_1 = 0{,}575$. Umfang bis zur Kämpferlinie $= 4{,}79\,\varrho_1 = 2{,}76$, somit $r_1 = \frac{1}{2{,}76} = 0{,}362$ oder genau genug 0,36.

Näherungswerte für Q und F werden mit Q_a bezw. F_a bezeichnet. Zur Ermittelung von c aus r dient Zeile 2 der Tabelle S. 77. Da $\sqrt{0{,}0009} = 0{,}03$ ist, nimmt die Grundformel die Gestalt $v = c \,.\, 0{,}03\sqrt{r}$ an, r ist nach Früheren $= r_1\sqrt{F}$.

[65]) Vergl. S. 83.

[66]) S. Handb. (3. Aufl.), Kap. IV, S. 15.

Man setzt zunächst $F_a = 0,5$, dann ist $\sqrt{F_a} = 0,707$ und $r = 0,36 . 0,707 = 0,254$ oder genau genug 0,25, ferner $c = 52$.

$$v = 52 . 0,03 \sqrt{0,25} = 0,78$$
$$Q_a = 0,5 . 0,78 = 0,39;$$

dieser Wert, somit auch der für F_a vorläufig angenommene, ist zu klein.

Auf demselben Wege, wie vorhin, erhält man für $F_a = 0,7$ folgendes: $r = 0,30$, $c = 55$, $v = 0,90$, $Q_a = 0,63$; dieser Wert ist etwas zu groß.

Man setzt deshalb $F_a = 0,68$ und erhält: $r = 0,295$, $c = 54,5$, $v = 0,89$, $Q = 6,05$; das ist genau genug, so daß $F = 0,68$ beibehalten werden darf.

Aus $3,02 \varrho^2 = 0,68$ ergibt sich $\varrho = 0,474$ **m**, 2ϱ (die Weite des Kanals) $= 0,95$ **m** und H (die Höhe des Kanals) $= 3 \varrho = 1,42$ **m**.

Über die Gräben ist zunächst zu bemerken, daß für die leistungsfähigsten Querschnitte die Werte r_1 in der Regel aus der Tabelle III, S. 83 entnommen werden können, im übrigen gestalten sich die Berechnungen so, wie in dem vorstehenden Beispiel gezeigt ist.

Bei Gräben mit langgestreckten Querschnitten erhält man aus No. 7, 8 u. 9 der Tabelle II, S. 81 brauchbare Näherungswerte für r_1, weil die Böschungen die hydraulischen Tiefen nicht stark beeinflussen. Wenn die Breite eines Rechtecks gleich der vierfachen Wassertiefe, wenn also $B = 4a$, ist $r_1 = 0,333$, während bei einmaligen Böschungen und einer mittleren Breite $= 4a$ sich $r_1 = 0,344$ berechnet; bei $B = 6a$ sind die entsprechenden Werte 0,306 bezw. 0,315 usw. Wie sich bei Gräben der genannten Art die Berechnungen gestalten, wird das Nachstehende ergeben:

b) Ein mit mäßiger Wassertiefe anzulegender Entwässerungsgraben einer Niederung soll bei einem Gefälle $= 0,0004$ sekundlich 4,0 **cbm** abführen. Der Querschnitt ist zu bestimmen.

Die angegebenen Umstände weisen darauf hin, daß es sich um einen ziemlich breiten Graben handelt; man nimmt nun vorläufig einen rechteckigen Querschnitt mit einer Wasserspiegelbreite $B = 6a$ an. Dann ist (s. No. 8 der Tabelle II) $r_1 = 0,306$. Da $\sqrt{i} = 0,02$, erhält die zu benutzende Formel die Gestalt $v = c . 0,02 \sqrt{r}$, worin $r = r_1 . \sqrt{F}$.

Zuerst wird $F_a = 7,0$ **qm** angenommen, $\sqrt{7,0} = 2,65$, also $r = 0,306 . 2,65 = 0,81$. Zur Berechnung von c diene die (ältere) Formel von Ganguillet und Kutter mit $b = 1,22$, dann ist

$$c = \frac{100 \sqrt{0,81}}{1,22 + \sqrt{0,81}} = 42,5.$$

Ferner $v = 42,5 . 0,02 \sqrt{0,81} = 0,765$, und $Q_a = 7,0 . 0,765 = 5,35$ **cbm**. Dieser Wert ist zu groß.

Für $F_a = 6,0$ **qm** erhält man: $r = 0,75$, $c = 41,5$, $v = 0,72$, $Q_a = 4,32$; das ist noch zu viel.

Für $F_a = 5,50$ **qm** ergibt sich: $r = 0,72$, $c = 41$, $v = 0,697$, $Q_a = 3,83$.

Nunmehr erhält man durch Einschaltung (Interpolation) zwischen 6,0 und 5,5 die der Wassermenge 4,0 **cbm** entsprechenden Querschnittsfläche $F_a = 5,67$ und eine Proberechnung liefert das zugehörige $Q_a = 3,99$.

Da für den angenommenen Querschnitt $F = 6a^2$ ist, ergibt sich eine Wassertiefe $a = \sqrt{\frac{5,67}{6}} = 0,972$ m und eine Breite des Querschnitts $= 6a = 5,83$ m.

Die besprochenen Berechnungen lassen sich mitunter dadurch etwas abkürzen, daß man als Werte von F_a anfangs Quadratzahlen einführt.

Es ist nicht gemeint, daß man das besprochene Verfahren unter allen Umständen anwenden sollte. Wenn z. B. bei dem vorhin besprochenen Graben die Wassertiefe gegeben wäre, würde man vorziehen, mit probeweise angenommenen Breiten zn rechnen.

33. Schlußbemerkungen. Im Vorstehenden sind die Wasserleitungen mit Beschränkung auf einfache Gestaltungen besprochen. Es erübrigt noch, flüchtige Blicke auf mancherlei Anordnungen zu werfen, welche mehr verwickelt und schwieriger sind.

Zunächst mögen einige Worte über die Rohrleitungen gesagt werden, durch welche den Ortschaften und Bahnhöfen die gesamte erforderliche Wassermenge zugeleitet wird. Hierbei lassen sich folgende Fälle unterscheiden [67]):

1. Die Gewinnungsstelle liegt so hoch, daß ein Teil des Gefälles unwirksam gemacht werden muß, was bei offenen Leitungen durch Absturzstrecken oder eingefügte Sturzschächte, bei geschlossenen Leitungen durch Entlastungskästen geschehen kann.

Ein Entlastungskasten ist ein kleiner geschlossener gußeiserner, in die Leitung eingeschalteter Behälter, auf dessen Deckel ein senkrechtes, oben hufeisenförmig gebogenes und an dem Ende offenes Rohr angebracht ist. Hierdurch wird die Druckhöhe festgelegt, bei deren Überschreitung das Wasser aus der Öffnung des Rohres abfließt.

2. Das verfügbare Gefälle reicht gerade aus, das Wasser mit geeigneter Geschwindigkeit abzuführen.

3. Der Gewinnungsort liegt so tief, daß ein Pumpwerk erforderlich wird.

Wenn im zweiten der genannten Fälle die Leitung etwa über einen Hügel geführt werden muß, ist dafür zu sorgen, daß der Scheitelpunkt der Leitung tiefer liegt, als die auf S. 73 besprochene Linie, welche die Endpunkte der Druckmesserhöhen miteinander verbindet. Wenn dies nicht geschähe, wenn also die Leitung die Lage hätte, welche in Abb. 47, S. 71 durch eine mit Kreuzchen versehene Linie angedeutet ist, so würde in der Strecke CDE der Leitung der hydraulische Druck geringer sein, als der Druck der Atmosphäre; die nachteiligen Folgen eines solchen Zustandes liegen auf der Hand. Nahe verwandt sind die auf S. 30 erwähnten und oft mit Nutzen verwendeten heberförmigen Leitungen, bei diesen müssen besondere Anordnungen getroffen werden um die Ingangsetzung und einen ungestörten Betrieb zu ermöglichen [68]).

Sorgfältige und sehr lehrreiche Untersuchungen sind anzustellen, wenn es sich um verästelte Zuleitungen handelt, wenn also das Wasser an zwei oder mehreren, in verschiedenen Höhen liegenden Stellen gewonnen und von einem geeigneten Punkte aus mittels ein und derselben Leitung der Ortschaft zugeführt wird [69]).

Falls das Wasser mittels eines Pumpwerks gehoben werden muß, ist die Berechnung der Weite der Zuleitung einigermaßen verwickelt. Für Annahme eines mäßigen Rohrdurchmessers spricht der Umstand, daß mit dessen Verringerung die Baukosten abnehmen. Aber mit einer Verkleinerung des Durchmessers geht eine Vergrößerung des Reibungsgefälles Hand in Hand, die Punkte G und G_1 der Abb. 48, S. 72 erhalten also eine höhere Lage. Hieraus ergibt sich eine stärkere Maschine und eine Vermehrung der Betriebskosten. Es muß nun der Rohrdurchmesser ermittelt werden, welcher wirtschaftlich am vorteilhaftesten ist, und in diesem wie in manchen anderen Fällen, handelt es sich hauptsächlich darum, den Vorteil, welchen eine

---

[67]) Handb. (3. Aufl.) Kap. V, S. 122 u. 126.

[68]) Näheres über Heber s. Handb. (3. Aufl.) Kap. IV, § 6.

[69]) Handb. (3. Aufl.) Kap. V, S. 131.

Verminderung der Baukosten mit sich bringt, abzuwägen gegen den Nachteil vermehrter Betriebskosten [70]).

Die Anordnung und die Berechnung ganzer Rohrnetze sind Gegenstände, welche hier nur mit Hinweis auf das Handbuch (Kap. V § 10 und 15) erwähnt werden können. Dasselbe gilt von den Einzelheiten der Rohrleitungen, also von der Berechnung der Festigkeit der Rohre, den Rohrverbindungen, den Absperrschiebern, den Schlammkästen (Teilkästen) und den sogen. Hydranten, auch von den Hausleitungen. Alles dieses ist im VII. Kapitel des Handbuchs ausführlich behandelt.

Daß geschlossene Leitungen mit freiem Wasserspiegel vorzugsweise als Straßenkanäle vorkommen, ist an anderer Stelle bereits gesagt. Gewöhnlich nehmen diese Kanäle das Regenwasser und das Hauswasser auf, es soll aber nicht unerwähnt bleiben, daß eine gesonderte Abführung mitunter mit Erfolg ausgeführt ist. Unter den zahlreichen Vorteilen einer solchen Anordnung sei hervorgehoben, daß dieselbe die Hausleitungen unabhängig von einer Überfüllung der Kanäle bei ungewöhnlich starken Regengüssen (Sturzregen) macht. Dagegen ist die Herstellung und Unterhaltung eines doppelten Kanalnetzes ein empfindlicher Nachteil. Berechtigung haben beide Arten und eine Entscheidung, ob die eine oder die andere zu wählen sei, läßt sich nur nach sorgfältiger Prüfung der örtlichen Verhältnisse und des Kostenpunkts treffen [71]).

Als eine Eigentümlichkeit der Straßenkanäle ist ihre schwierige Ausführung zu nennen. Es ist bekannt, daß hierzu in der Regel Baugruben mit sehr steilen, abgesteiften Wandungen erforderlich sind, aber dies genügt nicht immer. Um die Ausführung des Kanals zu ermöglichen, müssen nicht selten unterirdische Stollen unter Anwendung der beim Tunnelbau üblichen Hülfsmittel hergestellt werden, was übrigens auch bei großen Bewässerungskanälen vorkommt [72]). Schwierigkeiten anderer Art bereiten die Kreuzungen der Kanäle mit fließenden Gewässern; diese wird mitunter durch große Düker bewerkstelligt [73]).

Das Hauptfeld der Gräben sind die landwirtschaftlichen Verbesserungen (Meliorationen). Wenn die Gräben zur Entwässerung dienen, ist ihre Gestaltung in der Regel ziemlich einfach, Bewässerungskanäle sind aber nicht selten sehr umfangreiche und mit zahlreichen Bauwerken versehene Anlagen. Es werden bei ihnen unter anderm erforderlich: Brücken für die vom Kanal gekreuzten Wege, Unterleitungen (Düker) und Überleitungen (Wasserleitungsbrücken) an den Stellen, woselbst der Kanal einen anderen oder ein fließendes Gewässer kreuzt, ferner Schleusen verschiedener Art (Einlaßschleusen, Stauschleusen, mitunter auch Auslaßschleusen), dann Bauwerke zur Verteilung des Wassers nebst Wassermessern usw. Diesen Umständen entsprechend sind Längenausdehnung und Kosten großer Kanäle sehr bedeutend. Der Verdon-Kanal, welcher Wasser des Verdon-Flusses nach der Gegend der Stadt Aix (Provence) leitet, hat 82 km Länge, worunter 19 km in Stollen oder auf Leitungsbrücken u. dergl. liegen. Einschließlich der Nebenkanäle, in welche er sich verzweigt, hat er $11^3/_4$ Millionen Mark gekostet.

Die Entwässerungskanäle der Niederlande und die Bewässerungskanäle des nördlichen Italiens hatten schon vor Jahrhunderten so ansehnliche Abmessungen, daß sie schiffbar waren. Sie sind die Vorläufer der Schiffahrtskanäle, d. h. der Kanäle, welche in erster Linie für Schiffahrtszwecke hergestellt werden.

---

[70]) Man vergl. Handb. Kap. V, S. 129 und Tolkmitt. Grundlagen der Wasserbaukunst, S. 261.

[71]) Handb. (3. Aufl.) Kap. VIII, S. 481.

[72]) Besonders schwierige Ausführungen dieser Art, z. B. die Ausführung der Sammelkanäle für Clichy sind im ersten Bande des Handbuches auf S. 263 u. ff. besprochen. Man vergleiche auch die Herstellung des Speisekanals für die Nußdorfer Schleuse bei Wien mittels Senkkasten und Preßluft daselbst, S. 270.

[73]) Handb. (3. Aufl.) S. 414, bezw. 436.

Fünfter Abschnitt.

Fließende Gewässer.

34. Einleitung. Zu den bereits namhaft gemachten Wissenschaften, welche für die Wasserbaukunde grundlegend sind, gesellt sich nunmehr die Vermessungskunde als Hilfswissenschaft. Es handelt sich bei wasserbaulichen Messungen teils um die bei Herstellung der Stromkarten und der Höhenpläne unentbehrliche Geodäsie, teils um eigenartige sogenannte hydrometrische Arbeiten: um Wasserstandsbeobachtungen, Geschwindigkeitsmessungen und ihre Verwendung. — Weiterhin sind bei Besprechung des Verhaltens der im Naturzustande befindlichen fließenden Gewässer die Geologie und die allgemeine Erdkunde die Ausgangspunkte, während die Untersuchungen über die Schleppkraft des fließenden Wassers, über Geschwindigkeitsberechnungen und über die ungleichförmige Bewegung des Wassers auf Mathematik und Mechanik, insbesondere auf der Hydraulik fußen. Den Schluß dieses Abschnitts bildet eine kurze Besprechung der Hochwasser.

Von den Schwierigkeiten, welche sich einer Berechnung der Bewegung des Wassers entgegenstellen, und von dem geringen Grade der Genauigkeit derartiger Rechnungen ist bei Besprechung der Wasserleitungen bereits die Rede gewesen; das dort Gesagte gilt auch für die natürlichen fließenden Gewässer, aber die Schwierigkeiten sind noch größer, und der erreichbare Grad der Genauigkeit ist noch geringer. Man muß sich deshalb mitunter darauf beschränken, eine obere und eine untere Grenze anzugeben, zwischen welchen das richtige Ergebnis liegt.

35. Speisung und allgemeine Eigenschaften der fließenden Gewässer. Arten.[74]) Den fließenden Gewässern ist eigentümlich, daß ihr Zustand sich fortwährend ändert, und daß sie auch örtlich ungemein verschieden sind. Mit einem stetigen Wechsel der Wasserstände ist ein erheblicher Wechsel der Wassermengen verbunden, und das niedrige Wasser pflegt klar, das anschwellende getrübt zu sein. Nicht minder groß ist die örtliche Verschiedenheit: man vergleiche einen friedlichen Bach in ebener Gegend mit den brausenden Wasserfällen eines Gebirgsbaches. Andere Verschiedenheiten und Veränderungen sind weniger auffallend, sie sind erst im Laufe von Jahrhunderten und Jahrtausenden eingetreten, aber durch wissenschaftliche Forschungen erkundet; der Art. 41 wird hierüber einiges bringen.

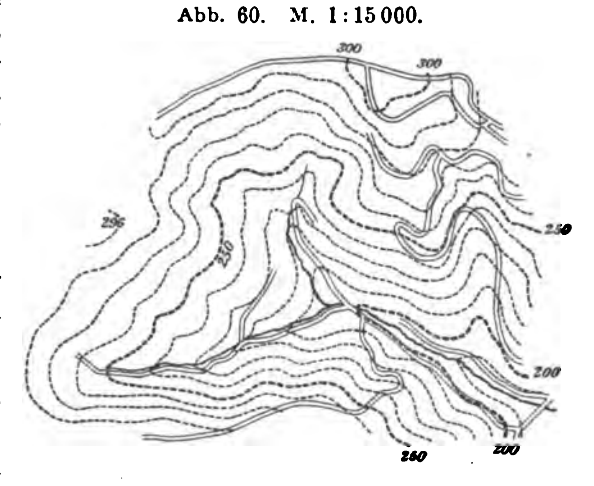
Die veränderliche Höhe der Wasserstände der fließenden Gewässer steht in engem Zusammenhange mit dem zeitlichen und örtlichen Schwanken der atmo-

[74]) Handb. (3. Aufl.) § 8 u. 11, vergl. auch Kap. I, S. 53. — Franzius. Der Wasserbau im Handbuche der Baukunde, S. 157.

sphärischen Niederschläge, unter anderm ist zu berücksichtigen, daß die Gebirge erheblich größere Mengen von Niederschlägen aufweisen, als ebene Gegenden. Ferner kommt die Ausdehnung der von Wasserscheiden begrenzten Niederschlagsgebiete (Zuflußgebiete) in Betracht. Drittens haben Bodengestaltung, Bodenbeschaffenheit und Kulturzustände großen Einfluß. — Abb. 60 führt ein Niederschlagsgebiet nebst den Wasserscheiden beispielsweise vor, wie es sich bei einem Nebenbache eines Baches der Bergstraße (Odenwald) gestaltet.

In dem oft vorkommenden Falle, daß die Betten der Gewässer in durchlässigen (aufgeschwemmten) Talsohlen liegen, erfolgt bei mäßigen Wasserständen ihre Speisung nur zu einem geringen Teile aus eigentlichen Quellen und durch Rinnen, welche gewöhnlich trocken liegen, bei Regenwetter aber das Tagewasser abführen. Bei jenen Wasserständen erhalten die kleineren Gewässer, namentlich die Bäche, das meiste Wasser aus unzähligen kleinen, oft unsichtbaren Quellchen, welche ihnen das in dem durchlässigen Untergrund der Talsohlen gesammelte Grundwasser zuführen. Die kleinen Gewässer, auch die Entwässerungsgräben, sind dann in erster Linie sichtbare Abflüsse des Grundwassers. Daß durch Vereinigung verschiedener Bäche ein Fluß entsteht und daß breite und tiefe Flüsse Ströme genannt werden, ist aus der allgemeinen Erdkunde bekannt, aber wenig beachtet wird, wie auch Flüsse und Ströme bei niedrigen Wasserständen zum Teil unmittelbar vom Grundwasser gespeist werden.

Abb. 60. M. 1:15000.



Die besprochene, oft stattfindende Art der Speisung verändert sich bei ungewöhnlichen Regengüssen, namentlich aber infolge von Frost und nachfolgendem Tauwetter. Von den dann entstehenden Anschwellungen der Gewässer wird in Art. 48 eingehender die Rede sein.

Hauptsächlich wegen der Wirksamkeit der Verdunstung (vergl. S. 3) sind die während eines Jahres abfließenden Wassermengen nur ein Teil der jährlichen Niederschläge; hierüber sind zahlreiche Beobachtungen angestellt. Die deutschen Flüsse werden 30 bis 35 % der Niederschlagsmenge abführen, unter Umständen sind jedoch erheblich größere Abflußmengen beobachtet. Auch einen Vergleich zwischen den letzteren und den Größen der Niederschlagsgebiete hat man wiederholt vorgenommen.[75]) Einige bezügliche Zahlenangaben sind in die Artikel 42 und 43 aufgenommen.

Die Gewässer fließen von den Erhebungen des Bodens nach den Ebenen, dies bringt es mit sich, daß ihre Gefälle in Quellgebieten am stärksten sind, von dort

---

[75]) Man vergleiche außer dem bereits erwähnten § 8 des II. Kapitels des Handbuchs daselbst § 10, ferner Anhang zu Kap. III, § 3, sodann Kap. IX, § 20 und Tolkmitt. Grundlagen der Wasserbaukunst, S. 57.

pflegen sie im großen und ganzen abzunehmen, in den Mündungen sind sie am schwächsten. Hierbei bildet jedes im Naturzustande befindliche Gewässer an jeder Stelle das seiner Wassermenge und anderen Umständen entsprechende Gefälle selbst aus, vertieft oder erhöht somit sein Bett selbsttätig. Die Längenschnitte der aufgeschwemmten Talsohlen pflegen im wesentlichen dieselben Gefälle zu haben, wie die benachbarten Gewässer. Jene Abnahme der Gefälle zeigen nicht allein die Höhenpläne (Längenprofile) der Bäche und Flüsse, vergl. Abb. 61, S. 104, sondern auch der Augenschein: Wenn man bei einer Eisenbahnfahrt in die Nähe einer Wasserscheide gelangt, sucht die anfangs in der Talsohle liegende Bahn die Lehnen (Abhänge) des Tals des Gewässers auf und läßt das letztere gleichmäßig steigend mehr und mehr in der Tiefe liegen, bis die Gegend der Quellen erreicht ist.

Beim Rhein findet die obige Regel insofern keine Anwendung, als die Felsenmassen des Juragebirges und des rheinischen Schiefergebirges einer stetigen Abnahme der Gefälle Grenzen gesetzt haben. Der Höhenplan des Rheins weist deshalb drei lange Strecken auf, in denen starke Gefälle in schwache übergehen, die unteren Grenzen dieser Strecken sind der Rheinfall bei Schaffhausen, die Felsenriffe bei Bingen und das Meer.

Mit der Abnahme der Gefälle hängt die Einteilung der fließenden Gewässer zusammen. Man pflegt Gebirgsbäche, Gebirgsflüsse und Flachlandsflüsse zu unterscheiden nnd nennt die zwischen den beiden letzteren liegenden Strecken unter Umständen Hügellandflüsse. Die Eigentümlichkeiten der Gewässer kommen aber klarer zum Vorschein, wenn man sie in wilde und ruhige Gewässer einteilt, und diese Einteilung verdient bevorzugt zu werden. Die wilden Gewässer haben starke Gefälle, somit große Geschwindigkeiten und zeigen große Unterschiede zwischen Niedrigwassermenge und Hochwassermenge, die ruhigen Gewässer haben mäßige Gefälle und jener Untsrschied ist weniger erheblich. Diese Verhältnisse zwischen Niedrigwassermenge und Hochwassermenge sind zum Teil eine Folge verschiedener Vorgänge bei der Speisung der Gewässer. Die ruhigen Bäche und Flüsse erhalten einen großen Teil ihres Wassers aus dem Grundwasser, also nur mittelbar und allmählich, während die wilden Gewässer vorzugsweise durch die Tagewasser, welche sich bei starken Regenfällen bilden, gespeist werden. Bei der Speisung der ersteren ist die Durchlässigkeit des Bodens der Talsohlen, bei den letzteren sind die Gestaltung und die sonstige Beschaffenheit der Oberflächen der Talabhänge ausschlaggebend.

Die wilden und die ruhigen Gewässer schließen sich nicht unmittelbar aneinander an; der Übergang wird durch Gewässer vermittelt, welche man halbwilde oder unruhige nennen könnte.

Verschiedene wichtige Eigenschaften der fließenden Gewässer, nämlich ihre Stickstoffführung, ihre Einwirkung auf die Betten und Ufer, sodann die inneren Bewegungen werden an dieser Stelle nur vorläufig erwähnt, weil sie eine besonders vorzubereitende, somit weiter unten vorzunehmende Besprechung erfordern. Zunächst ist jedoch über die Vermessungsarbeiten, welche in der Ermittelung der Gefällsverhältnisse und der Wassermengen gipfeln, einiges zu sagen.

36. Stromkarten. Nivellieren des Wasserspiegels. Peilen[76]. Einleitend sei bemerkt, daß man bei den fließenden Gewässern das rechte und das linke Ufer

[76]) Handb. (3. Aufl.) Kap. II, § 18—20. Vergl. auch Kap. XI, § 50.

stromabwärts schauend unterscheidet. Die Bedeutung der Bezeichnungen: Ufer, Bett, Sohle, Gefälle usw. ist aus früheren Besprechungen bekannt.

Auf den Lageplänen und Stromkarten wird außer dem Gewässer auch dessen Umgebung nach Bedarf dargestellt. Hierbei ist mit seltenen Ausnahmen die Anordnung so zu treffen, daß die Pfeile, welche die Richtung der Strömung angeben, nach Rechts weisen; das linke Ufer erscheint somit oberhalb, das rechte unterhalb des Wassers. Die aus Querprofilen zu ermittelnden Begrenzungen des Wassers pflegt man für einen niedrigen Beharrungszustand (vergl. Art. 37) einzutragen. In den Übersichtskarten, welche in etwa 1:50000 gezeichnet werden, wird auch die Grenze des Überschwemmungsgebiets (die Inundationsgrenze) vermerkt. Außer den genannten Karten sind Streckenkarten in etwa 1:5000 anzufertigen. Die Anwendung größerer Maßstäbe ist selbstverständlich nicht ausgeschlossen. Bei kleinen Flüssen wird beispielsweise ein größerer Maßstab, als bei großen, gewählt. — Für einige andere Punkte vergleiche man den Schluß dieses Artikels.

Höhenpläne. Den Anfang der Höhenmessungen bildet ein Nivellement in der Nähe des Gewässers, wobei die Festpunkte mit besonderer Sorgfalt zu behandeln, also sehr dauerhaft herzustellen sind. Daß dies Nivellement an die allgemeine Landesvermessung anzuschließen ist, erscheint selbstverständlich. Ferner stellt man an verschiedenen festen Gegenständen, z. B. an Brücken und Ufermauern, und in möglichst geschützter Lage Maßstäbe — Pegel — auf, an welchen die Wasserstände abgelesen werden; auch hierüber wird in Art. 37 Näheres gesagt.

Wenn diese Einrichtungen getroffen sind, kann das Nivellement des Wasserspiegels behufs Herstellung eines Höhenplans (Längenprofils) vorgenommen werden. Der Höhenplan des Spiegels gestaltet sich aber am rechten Ufer anders, als am linken, weil das Wasser infolge der Fließkraft in Krümmungen am einbiegenden (konkaven) Ufer eine höhere Lage hat, als am ausbiegenden (konvexen) Ufer; bei genauen Arbeiten muß deshalb an beiden Ufern nivelliert werden.

Die in Rede stehenden Messungen werden dadurch weiter vorbereitet, daß am Rande des Gewässers zahlreiche Pfähle in das Wasser geschlagen und nach Lage und Höhe eingemessen werden[77]). Dann läßt man bei einem niedrigen Beharrungszustande des Flusses die Abstände zwischen Wasserspiegel und Pfahlköpfen unter Beobachtung der Uhr messen, und an den benachbarten Hauptpegeln den Wasserstand mindestens von Stunde zu Stunde ablesen. Aus den entsprechenden Aufzeichnungen wird die Höhenlage des Wasserspiegels für einen bestimmten Wasserstand ermittelt.

Querschnitte. Für die Querschnitte sind die bei Straßen und Eisenbahnen üblichen gleichmäßigen Abstände nicht am Platze; man wählt vielmehr die am meisten beachtenswerten Stellen des Gewässers aus, dies sind unter anderm die tiefsten und die seichtesten, die breitesten und die schmalsten Stellen desselben. Neben dem Gewässer erhalten die Querschnitte eine von den örtlichen Verhältnissen abhängige Erstreckung; die Aufnahme dieser Teile wird mit bekannten Mitteln der Geodäsie bewerkstelligt.

Die Wassertiefen, also die Abstände zwischen Wasserspiegel und Bett, werden durch Peilen gefunden, nachdem die zeitige Lage des Wasserspiegels ermittelt ist.

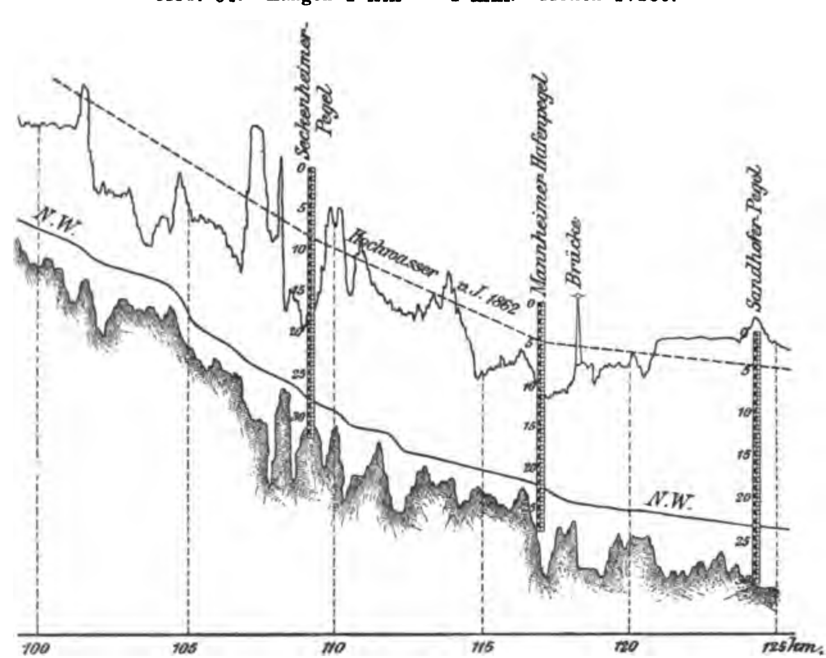
---

[77]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XI, S. 516.

Bei mäßigen Breiten und Tiefen benützt man hierzu die Peilleine und die Peilstange. Die Peilleine ist ein in der Richtung des Querschnitts oberhalb des Wassers ausgespanntes Hanf- oder Drahtseil, auf welchem in Entfernungen von 5 m Lederstreifen bezw. Drahtringe angebracht sind. Die Peilstange ist rund, in Zehntelmeter eingeteilt und trägt unten eine Blechscheibe, damit sie nicht in den Boden einsinkt. Die Tiefenmessungen mittels der Stange erfolgen an den Marken der Peilleine von einem Nachen aus.

Bei größeren Tiefen und Breiten der Gewässer wird die Richtung des Querschnitts durch Signalstangen (Baken), welche auf dem Lande aufgestellt werden, bezeichnet und die Tiefen werden an den Peilstellen mittels eines Lots gemessen. Auf dem Lande wird ein Meßtisch aufgestellt und bei jedesmaliger Peilung wird vom Nachen aus ein Signal gegeben; dann lassen sich die Peilstellen auf dem Meßtische markieren [78]. Bei sehr großen Breiten, wie solche beispielsweise in Strommündungen vorkommen, versagt auch dies Verfahren, dann wird von einem kleinen Dampfboote aus, dessen Geschwindigkeit gleichmäßig geregelt ist, „nach Zeit" gepeilt. Auf die Einzelheiten soll hier nicht eingegangen werden [79].

Abb. 61. Längen 1 km = 4 mm. Höhen 1:250.



Aus den Querschnitten erhält man unter anderm die Höhenlage der Ufer und der tiefsten Stellen der Flußsohle an den Plätzen, woselbst Querschnitte aufgenommen sind, und kann Beides in den Höhenplan übertragen. Jene Tiefen sind aber, wie weiter unten nachgewiesen wird, Veränderungen unterworfen und bei der Prüfung

[78]) Näheres s. Handb. (3. Aufl.) Kap. II, S. 132.

[79]) Man vergleiche Handb. Kap. XVIII, S. 241 und für die Tiefenmessungen im Meere Kap. XVI, S. 77.

der Schiffbarkeit der Flüsse ist es erforderlich, dieselben von Zeit zu Zeit nachzumessen. Zu diesem Zweck hat man Peilvorrichtungen hergestellt, welche die Höhenpläne der tiefsten Stellen der Sohle schiffbarer Gewässer nicht allein messen, sondern auch zeichnen. Von diesen selbstschreibenden Vorrichtungen sei hier die von Stecher hervorgehoben[80]).

Behandlung der Querschnitte, der Höhenpläne und der Stromkarten. Über die Querschnitte ist nur zu bemerken, wie sie stets so zu zeichnen sind, daß das linke Ufer links erscheint, und wie es bei ihnen nicht selten vorkommt, daß Höhen und Längen nach verschiedenen Maßstäben aufgetragen werden, um die Höhenunterschiede deutlicher hervortreten zu lassen.

Von der Behandlung der Höhenpläne gibt Abb. 61 ein Beispiel, dieselbe stellt eine Strecke des Neckars oberhalb und bei Mannheim in ihrem früheren Zustande vor. Außer dem Wasserspiegel eines niedrigen Wassers ist ein ansehnliches Hochwasser auf Grund der Pegelbeobachtungen angedeutet, ferner sind die Höhenlagen der tiefsten Punkte der Flußsohle und eines Ufers gezeichnet. Die Lage des Nullpunkts der Pegel an ihrem oberen Ende ist übrigens jetzt nicht mehr üblich. Die Höhenpläne lassen sich vollständiger ausgestalten, als bei dem vorliegenden Beispiele geschehen ist, insbesondere durch Höhenzahlen, durch Angabe der Gefälle usw.

Abb. 62. M. 1:16000.

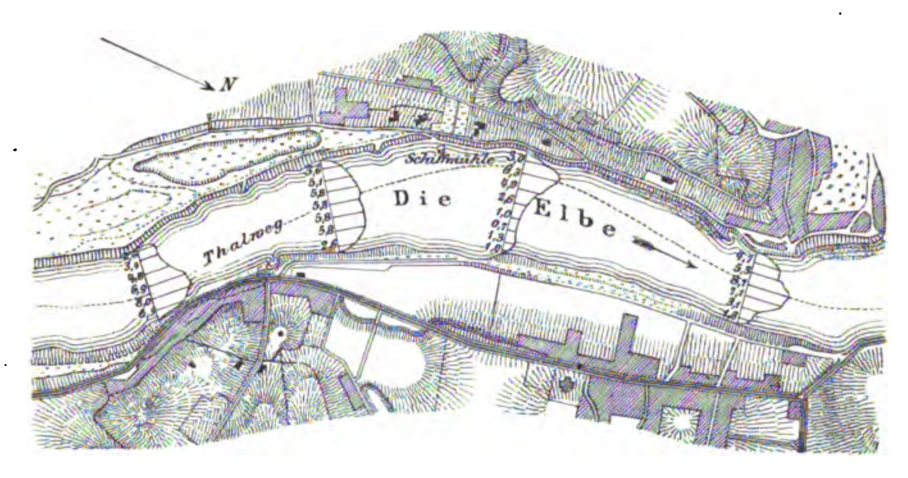


Abb. 62, welche eine Strecke der Elbe unterhalb Meißen betrifft, führt einen Teil einer Stromkarte vor. Beachtenswert ist dabei, daß die Querschnitte, und zwar umgeklappt und verzerrt, eingetragen sind. Durch Verbindung der Punkte der Richtungslinien der Querschnitte, welche den tiefsten Punkten der Flußsohle entsprechen, erhält man die Lage des Stromstrichs oder Talwegs. Vermißt wird in dieser Abbildung die Kilometer-Teilung des Flußlaufes. — Die Andeutung der Wassertiefen in den Stromkarten läßt sich jedoch in sehr verschiedener Weise bewerkstelligen[81]). Erwähnt sei hier das Eintragen von Tiefenlinien, welche den

[80]) Näheres s. Handb. (3. Aufl.) Kap. II, S. 134 und Tolkmitt. a. a. O. S. 140.

[81]) Man vergleiche Handb. Kap. II, S. 127 und die zugehörigen Abbildungen.

Linien der Schichtenpläne des Geländes verwandt sind, gewöhnlich aber nicht, wie diese, auf den Nullpunkt der Landesvermessung, sondern auf einen dem Nullpunkt eines benachbarten Pegels entsprechenden Wasserstand bezogen werden, vergleiche weiter unten Abb. 71 und 77. Derartige Darstellungen gewinnen an Anschaulichkeit, wenn man die Schichten mit blauer Farbe in verschiedenen Tönen behandelt.

37. Wasserstandsbeobachtungen und ihre Verwendung[82]). Regelmäßige und sorgfältige Beobachtungen der Wasserstände der fließenden Gewässer und Aufzeichnung der Ergebnisse sind nicht allein für den eigentlichen Wasserbau in hohem Grade wichtig. Auch der Brückenbau unter anderm kann jene Beobachtungen schon deshalb nicht entbehren, weil die hohen Wasserstände die Lage der Träger und die niedrigen die Lage der Fundamente, besonders wenn Holz dabei verwendet ist, bedingen.

Für die Wasserstandsbeobachtungen werden, wie in Art. 36 vorläufig erwähnt ist, die Pegel benutzt. Meistenteils sind dies Metermaßstäbe, deren Teilung in der Regel bis 2 **cm** geht, so daß die einzelnen Centimeter eingeschätzt werden können. Eine farbige Behandlung muß Ablesen des Wasserstandes aus einiger Entfernung gestatten. Der Nullpunkt des Pegels liegt zweckmäßig unter dem bekannten niedrigsten Wasserstande, damit die Ablesungen nicht negativ werden. Die Nullpunkte der Pegel werden durch Nivellieren an die in Art. 36 erwähnten Festpunkte angeschlossen.

Wasserstandsbeobachtungen und Pegel sind auch an Meerbusen und in Strommündungen, deren Wasserstände vom Meere beeinflußt werden, (also im sogenannten Flutgebiete) unentbehrlich. Große Bedeutung hat der Nullpunkt eines Pegels in Amsterdam, an dem die Wasserstände der Süder See abgelesen wurden, bis eine Abdammung dies untunlich machte. Der Nullpunkt dieses Pegels liegt ungefähr in der Höhe des durchschnittlichen Wasserstandes der Süder See und wird mit 0 A P (Null Amsterdammer Pegel) bezeichnet. In den Niederlanden werden sämtliche Höhenangaben auf diesen Nullpunkt zurückgeführt, auch in Deutschland war dies früher die Regel, während jetzt die Höhen meistenteils auf einem in der Nähe von Berlin befindlichen normalen Nullpunkt bezogen werden[83]). Es kommt übrigens nicht selten vor, daß man sich bei Höhenangaben auf den Nullpunkt eines benachbarten Pegels bezieht.

An den gewöhnlichen Pegeln werden die Wasserstände täglich mindestens einmal abgelesen und tabellarisch zusammengestellt. Um die Veränderungen der Wasserstände anschaulich zu machen, zeichnet man nach Bedarf sogen. Wasserstandskurven, bei denen jeder Tag eines Jahres auf der Abscissenachse durch eine kleine Länge (etwa 1 **mm**) vertreten wird; die zugehörigen Wasserstände werden verkleinert als Ordinaten aufgetragen. Durch Verbindung der Endpunkte der Ordinaten erhält man die genannten Kurven; man vergleiche Abb. 91 in Art. 48. Ein Beharrungszustand des Gewässers ist vorhanden, wenn eine Verbindungslinie der Punkte der Wasserstandskurve von einer Parallelen zur Abscissenachse nicht erheblich abweicht.

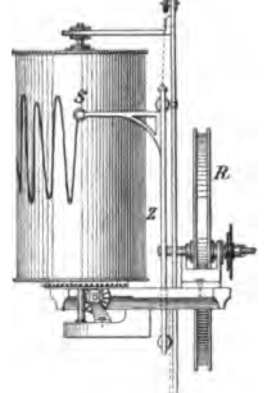
Wasserstandskurven kann man sich auch unmittelbar durch selbstschreibende Pegel verschaffen, ein solcher ist folgendermaßen eingerichtet. In einem

[82]) Handb. (3. Aufl.) Kap. II, § 9 u. 21.

[83]) Handb. Kap. II, S. 129.

Brunnenschacht, dessen Wasser mit dem Außenwasser in Verbindung steht, befindet sich ein Schwimmer. Derselbe hängt an einer leichten Kette, welche über eine Scheibe R geleitet und am anderen Ende mit einem Gegengewicht versehen ist. Beim Steigen und Sinken des Schwimmers dreht sich die Scheibe und durch in der Abbildung nicht sichtbare Zahnräder wird ihre Bewegung verkleinert auf eine Zahnstange Z übertragen, die mit einem den Schreibstift S tragenden Arm verbunden ist. Eine Feder drückt den Stift an eine Walze. Diese trägt einen Papierstreifen und wird durch ein Uhrwerk so in Drehung versetzt, wie es dem für die Zeiteinheit gewählten Maßstabe entspricht. Dieser Maßstab ist natürlich ein weit größerer als der Zeitmaßstab der oben besprochenen Wasserstandskurven. — Die selbstschreibenden Pegel sind namentlich im Flutgebiet der Ströme unentbehrlich, kommen aber auch an größeren Flüssen mehr und mehr zur Geltung. Aufzeichnungen über Eisstand, Eisgang usw., ferner über die sogenannten Ausuferungen, d. h. über den Beginn der Überschwemmung der am Flusse liegenden Wiesen und Felder, sind außerdem erforderlich[84]).

Abb. 63.



Nun sind einige wichtige Wasserstände und Wasserhöhen namhaft zu machen. Der an den einzelnen Pegeln beobachtete niedrigste Wasserstand, also der bekannte niedrigste Wasserstand, und der bekannte höchste Wasserstand sind, wie bereits erwähnt, wichtig für den Brückenbau, während der bekannte höchste eisfreie Wasserstand (vergl. Art. 48) maßgebend für die Höhe der Deiche ist. Die höchsten Wasserstände aus früheren Zeiten findet man nicht selten an den Gebäuden der Ortschaften markiert. Der Durchschnitt der niedrigsten Jahreswasserstände eines längeren Zeitraums, der sogen. gemittelte niedrigste Wasserstand, ist hauptsächlich für das Schiffbarmachen der Flüsse von Bedeutung, während die höchsten Schiffahrtswasserstände die Schiffahrt unmittelbar betreffen. Dies sind die Wasserstände, bei deren Eintritt die Schiffahrt erst eingeschränkt, dann bei weiterem Steigen des Wassers ganz eingestellt werden muß. Der höchste Schiffahrtswasserstand muß übrigens auch beim Brückenbau nicht selten berücksichtigt werden. Man überträgt diese Wasserstände gewöhnlich von den Pegeln auf besondere, mit deutlichen Bezeichnungen versehenen Tafeln. Die Landwirtschaft wird hauptsächlich von den Hochwasserständen des Sommers betroffen, so daß auch diese nebst den Ausuferungen sorgfältig ermittelt sein wollen.

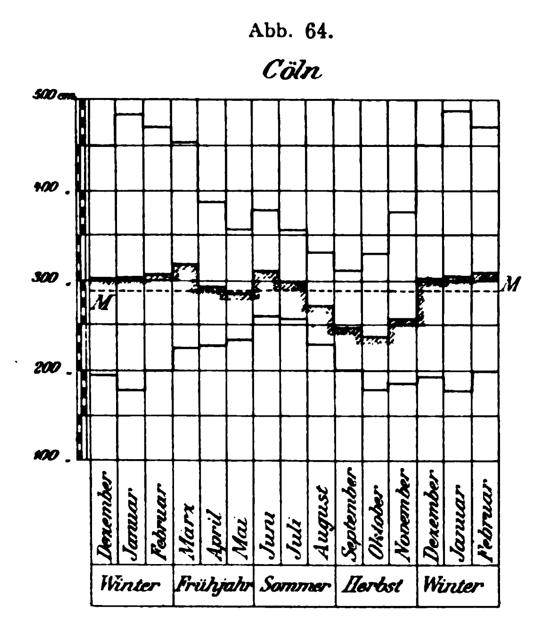
Die Wasserstandsbeobachtungen werden ferner zur Bildung von Durchschnittszahlen (Mittelwerten) verwendet. Aus den an einem bestimmten Pegel angestellten Tagesbeobachtungen erhält man zunächst die mittleren Wasserstände der zwölf Monate eines Jahres, also die mittleren Monatsstände, aus diesen den mittleren Wasserstand des Sommerhalbjahres (April bis September) und des Winterhalbjahres,

[84]) Handb. (3. Aufl.) Kap. II, S. 138 und Kap. XV, S. 45.

endlich den mittleren Wasserstand eines ganzen Jahres. Wenn man dies durch eine Reihe von Jahren fortsetzt, erhält man die entsprechenden Mittelwerte für einen längeren Zeitraum, insbesondere das Mittelwasser und das mittlere Sommerwasser desselben. Das Mittelwasser spielt beim Flußbau eine große Rolle. Das Sommermittelwasser pflegt mit der Grenze der Begrünung (der Vegetationsgrenze) annähernd zusammenzufallen

Zu dem Vorstehenden vergleiche man Abb. 64, welche den Rheinpegel bei Cöln betrifft. Die durch Schraffur hervorgehobene Linie gibt die mittleren Monatsstände für die Zeit von 1851 bis 1886. Die gestrichelte Linie MM entspricht dem Mittelwasser. Oberhalb und unterhalb dieser Linien sind die durchschnittlichen höchsten bezw. niedrigsten Monatsstände eingetragen. Nach altem Herkommen ist für den gemittelten niedrigsten Wasserstand 150 cm am Pegel zu Cöln anzunehmen und dieser Wasserstand ist wichtig, weil auf ihn die durch Regelung des Stromes anzustrebenden Vertiefungen der Fahrrinne bezogen werden.

Abb. 64.



Je ausgedehnter der Zeitraum ist, während dessen sorgfältige Wasserstandsbeobachtungen vorgenommen wurden, (in Deutschland handelt es sich z. Z. noch nicht um ein volles Jahrhundert), desto mehr gewinnen die Ergebnisse an Wert. Aus den Beobachtungen einiger Jahrzehnte läßt sich, wenn es sich um schwierige Fragen des Wasserbaus handelt, Sicheres nicht ableiten. Die neueren großen Werke über den Rhein[85]), die Elbe, die Oder und die Weichsel enthalten aber sehr beachtenswerte, auf langdauernde Beobachtungen gestützte Ergebnisse. Den Verfassern des Elbstromwerkes ist es gelungen, mittels sogenannter Summenlinien das gesamte Verhalten verschiedenartiger Wasserstände durch kleine, die einzelnen Pegel betreffende Abbildungen anschaulich zu machen und Wichtiges daraus abzuleiten[86]). Dieser Gegenstand kann indessen hier nicht weiter verfolgt werden, auch von den Untersuchungen über die Dauer bestimmter Wasserstände soll nur gesagt sein, daß auch diese für Schiffahrt und Landwirtschaft unter Umständen sehr wichtig sind.

38. Geschwindigkeitsmessungen. Bei Besprechung der Wasserleitungen ist erwähnt, daß die Geschwindigkeiten des fließenden Wassers an den einzelnen Stellen eines Querschnitts verschieden sind. In natürlichen fließenden Gewässern verhält es

---

[85]) Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse, herausgegeben von dem Zentralbureau für Meteorologie und Hydrographie im Großherzogtum Baden. Berlin 1889.

[86]) Vergl. Handb. (3. Aufl.) Kap. XII, S. 658.

sich ebenso und für mancherlei Zwecke, insbesondere für die Bestimmung der Wassermengen, ist es sehr wichtig, jene Geschwindigkeiten möglichst genau zu ermitteln und aus ihnen die mittlere Geschwindigkeit abzuleiten. Diesen Ermittelungen dienen besondere Vorrichtungen: Geschwindigkeitsmesser. Bevor auf dieselben näher eingegangen wird, sei Folgendes bemerkt.

Wenn man eine beliebige lotrechte Linie eines Durchflußquerschnitts ins Auge faßt, findet man die kleinste Geschwindigkeit stets nahe an der Sohle, weil dort die Widerstände am größten sind. Die größte Geschwindigkeit findet man entweder als Oberflächen-Geschwindigkeit im Wasserspiegel oder in mäßiger Tiefe unter demselben. Diese Verschiedenheit wird den Einwirkungen zugeschrieben, welche Wind und Luftströmungen auf die Bewegung des Wassers ausüben.

Wenn man ferner an den Punkten einer lotrechten Linie, deren Geschwindigkeiten gemessen sind, Geschwindigkeitslinien ebenso wie in Abb. 42 S. 61 geschehen ist, aufträgt und ihre Endpunkte miteinander verbindet, erhält man eine gebrochene Linie s. Abb. 65. Man kann diese Linie durch eine (in der Abbildung gestrichelte) Kurve, die sogenannte Vertikalgeschwindigkeits-Kurve, ersetzen, welche nicht selten Ähnlichkeit mit einer Parabel hat, und kann die sogenannte mittlere Vertikalgeschwindigkeit[87] v_1 nebst der zugehörigen Wassertiefe t_1 in bekannter Weise ermitteln.

Abb. 65.

Da die einzelnen Lotrechten eines Durchflußquerschnitts verschiedene Geschwindigkeiten aufweisen, erhält man für jede Lotrechte eine neue Vertikalgeschwindigkeits-Kurve und es stellt sich heraus, daß die größte Geschwindigkeit eines Querschnitts ganz oder nahezu an der tiefsten Stelle desselben, also im Stromstrich, vorhanden ist.

Man hat also hauptsächlich zu unterscheiden: die kleinste Geschwindigkeit (Sohlengeschwindigkeit), die größte Geschwindigkeit, welche sich nicht selten mit der Oberflächen-Geschwindigkeit deckt, und die mittleren Vertikalgeschwindigkeiten.

Erst dann, wenn die angedeuteten Ermittelungen vorgenommen sind, kann die mittlere Geschwindigkeit für den ganzen Querschnitt (die mittlere Profilgeschwindigkeit) gefunden werden, wovon in Art. 39 eingehender die Rede sein wird.

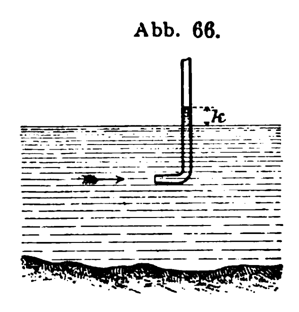
Aus dem Gesagten ergibt sich, daß bei vollständigen Untersuchungen die Geschwindigkeit an zahlreichen Stellen der Querschnitte gemessen werden muß und ausgebildete Geschwindigkeitsmesser müssen dies ermöglichen. Außer diesen Messern gibt es noch solche, deren Benutzung eine beschränktere ist. Zunächst sollen die Vorrichtungen besprochen werden, mit welchen die Geschwindigkeiten an

[87]) Die üblich gewordene Bezeichnung „mittlere Vertikalgeschwindigkeit" ist eine Abkürzung für mittlere Geschwindigkeit in einer Vertikalen eines Querschnitts.

beliebigen Punkten der Querschnitte gemessen werden können. Es sind dies die wassermessenden (hydrometrischen) Röhren und Flügel.

Die gebräuchlichen hydrometrischen Röhren haben sich aus der Pilotschen Röhre entwickelt. Diese besteht aus einer gebogenen, an beiden Enden offenen Glasröhre, deren wagerechter Schenkel kürzer als der lotrechte Schenkel ist, siehe Abb. 66. Wenn man eine solche Röhre derart in fließendes Wasser eintaucht, daß der wagerechte Schenkel der Strömung zugekehrt ist und die Richtung derselben hat, überragt der Wasserstand im lotrechten Schenkel den äußeren Wasserspiegel und steigt um so höher, je stärker die Strömung ist. Man erblickt dabei die mehrfach erwähnte Geschwindigkeitshöhe des Wassers, jedoch etwas verringert wegen des Eintrittswiderstandes und der Reibung des Wassers an den Rohrwandungen. Hieraus ergibt sich die Beziehung zwischen der Steighöhe k und der Wasssergeschwindigkeit zu $v = \mu \sqrt{2gk}$ oder kürzer $v = \mu_1 \sqrt{k}$. Den Wert μ_1 bestimmt man durch Versuche, bei welchen die Röhre mit einer bestimmten Geschwindigkeit durch ruhendes Wasser geführt wird.

Abb. 66.



Die Verwendung einer Röhre von der angegebenen Gestalt würde sehr unbequem sein, sie ist deshalb in mancherlei Weise vervollkommnet, insbesondere auch durch Frank. Auf diese Vervollkommnungen kann hier jedoch nicht eingegangen werden. Für Bestimmung der Sohlen- und der Oberflächen-Geschwindigkeiten eignen sich die neueren hydrometrischen Röhren sehr gut[88]), sie können anch bei Wasserleitungen, selbst bei Rohrleitungen mit Nutzen verwendet werden[89]). Bei großen Wassertiefen von mehr als 2,5 m stößt ihre Benutzung auf Schwierigkeiten.

Mit dem von Woltmann erfundenen hydrometrischen Flügel kann man die Geschwindigkeit fließender Gewässer in größerer Tiefe, aber mit Ausschluß der dicht über der Sohle liegenden Stellen messen. Es ist dies eine Vorrichtung, welche einige Ähnlichkeit mit einer Windmühle hat: an einer Achse befinden sich vier (bei neueren Ausführungen nur zwei) schräg stehende metallene Flügel, welche nebst der Achse von dem fließenden Wasser in Drehung versetzt werden. Ein Zählwerk gibt die Zahl der Umdrehungen der Achse an. Dadurch, daß man auch diese Vorrichtung durch ruhendes Wasser führt und dabei außer der Geschwindigkeit ihres Fortschreitens die Zahl jener Umdrehungen beobachtet, erhält man die Beziehungen zwischen beiden, man kann also umgekehrt die Geschwindigkeit des fließenden Wassers aus der an einem ruhenden Apparat beobachteten Zahl der Umdrehungen ableiten.

Der Woltmann'sche Flügel ist namentlich durch Harlacher erheblich verbessert, indem er ihn mit Einrichtungen versah, welche eine sichere Aufstellung, das Zählen der Umdrehungen ohne Hochziehen des Flügels und sogar ihre Aufzeichnung ermöglichen. Von Wichtigkeit ist ferner, daß der Flügel Harlachers an einem

---

[88]) Behufs Messen der Oberflächengeschwindigkeit hat Frank der Röhre mit Erfolg einen schwimmenden Unterbau gegeben, vergl. Handb. (3. Aufl.) Kap. XI, S. 515.

[89]) Vergl. (auch für den Woltmannschen Flügel) Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) S. 266.

in die Flußsohle gestoßenen und oben abgestützten eisernen, mit einem Längsschlitz versehenen Rohre auf- und abbewegt werden kann. Der Flügel und seine Achse werden von einer verschiebbaren Hülse getragen, an welche ein in jenen Längsschlitz reichender Arm befestigt ist. Diese Einrichtung ermöglicht, die Achse des Flügels unter Benutzung eines oben am Rohre befindlichen Visiers senkrecht gegen die Ebene des Querschnitts einzustellen. Die Übertragung der Umdrehungen des Flügels auf das Zählwerk, welches sich über Wasser befindet, wird auf elektrischem Wege bewerkstelligt.

Das erwähnte Einstellen des Flügels ist deshalb wesentlich, weil die Richtung der Strömung des Wassers, selbst in ziemlich ruhigen Flüssen, fortwährend wechselt, für die Ermittelung der abfließenden Wassermengen kommen aber nur die normal zur Querschnittsebene liegenden Komponenten der Geschwindigkeiten in Betracht, man vergleiche hierzu Art. 44.

Abb. 67.

Abb. 67 zeigt die Hauptteile der besprochenen Vorrichtung. RR ist das Führungsrohr, dasselbe stützt sich oben gegen ein (nicht gezeichnetes) Ponton oder gegen eine Laufbrücke. Bei F befindet sich der Flügel, rechts davon das Gehäuse für die Flügelwelle, dann folgt die verschiebbare, unten mit einer runden Platte versehene Hülse H. Eine andere viereckige Platte ist seitlich an der Hülse befestigt und dient als Gegengewicht. Das Kabel K gelangt über eine Rolle r in das Innere des Führungsrohres und ist mit seinem einen Ende an dem an der Hülse befindlichen, oben erwähnten Arm, mit dem andern in einer Klemme L befestigt. Dies Kabel dient zum Aufziehen des Flügels, enthält aber auch zwei elektrische Leitungsdrähte. Bei L geht der Strom in zwei einzelne Drähte l über, von diesen nach den Zähl- und Schreibvorrichtungen.

Für die Ausführung der Messungen wählt man eine regelmäßig gestaltete gerade Flußstrecke, soweit Beides möglich ist. Man beginnt mit Abstecken und Peilen eines Querschnitts, dessen Richtung mit dem Stromstrich einen rechten Winkel bildet. Alsdann teilt man den Durchflußquerschnitt auf der Zeichnung durch lotrechte Linien in Streifen ein, deren Breite je nach Umständen zu 5 bis 20 m angenommen wird. Die Geschwindigkeitsmessungen werden in der Mitte dieser Streifen vorgenommen und zwar unter dem Wasserspiegel und über der Sohle in möglichst kleinem Abstande, im übrigen in Abständen von 0,30 bis 0,50 m. Die Meßpunkte werden in die Querschnittszeichnung eingetragen und es empfiehlt sich, neben denselben die ermittelten Geschwindigkeiten zu vermerken.

Während der Messungen sind sorgfältige Wasserstandsbeobachtungen anzustellen. Genaue Ergebnisse erhält man nur bei einem Beharrungszustande des Flusses.

Die Geschwindigkeitsmessungen mit Schwimmern gestalten sich weit einfacher, als die mit hydrometrischen Flügeln. Wenn der Abstand zwischen zwei auf dem Ufer ausgesteckten Querschnitten bekannt ist, bedarf es nur der Ermittelung der Zeit, welche ein Schwimmer auf dieser Strecke gebraucht, um die Geschwindigkeit der Strömung näherungsweise zu ermitteln.

Man unterscheidet Oberflächen-, Tiefen- und Stabschwimmer. Die Oberflächenschwimmer sind gewöhnlich Hohlkugeln. Die Tiefenschwimmer schweben

im Wasser, ihr Lage wird durch die Länge eines Drahts geregelt, welcher den Schwimmer mit einem leichten Oberflächenschwimmer verbindet; die Stabschwimmer reichen vom Wasserspiegel bis nahe an die Sohle des Gewässers und bewegen sich annähernd mit der Durchschnittsgeschwindigkeit der durchlaufenen Strecke. Außerhalb des Stromstrichs halten die Schwimmer nur selten einen bestimmten Weg ein. Trotz dieser und anderer Unvollkommenheiten erweisen sich Schwimmermessungen unter Umständen sehr nützlich. Sie erfordern weit weniger Zeitaufwand, als die Messungen mit hydrometrischen Flügeln, sind auch in manchen Fällen noch ausführbar, wenn jene versagen, so z. B. bei Hochwassern. Im Flutgebiet der Ströme, woselbst unter der Einwirkung der Ebbe und Flut des Meeres der Wasserstand fortwährend wechselt, ist der Schwimmer die einzige verwendbare Vorrichtung.

Schließlich sind noch die Loggen zu erwähnen. Diese werden hauptsächlich benutzt, um die Fahrgeschwindigkeiten der Schiffe zu messen, sie lassen sich aber auch verwenden, um beispielsweise von einer Brücke aus die Oberflächengeschwindigkeit der Strömung, namentlich bei hohen Wasserständen, zu messen. Die gewöhnliche einfache Logge wird in Art. 67 besprochen werden, hier sei eine der neuesten sogenannten Patentloggen hervorgehoben, bei welcher die Drehungen eines langgestreckten, mit Flügeln versehenen und im Wasser schwimmenden Hohlkörpers nach einem auf dem Schiffsdeck oder auf der Brücke befindlichen Zählwerk übertragen werden[90]).

Wenn es nur möglich gewesen ist Oberflächengeschwindigkeiten zu messen, lassen sich aus diesen die mittleren Geschwindigkeiten der Strömung annähernd ableiten aus Wahrnehmungen, welche bei vollständigen Messungen über die Beziehungen zwischen beiden Geschwindigkeiten gemacht sind. Ferner ist es mitunter von Nutzen, das Verhältnis der Wassertiefe zu dem Abstande t_r (Abb. 65, S. 109), woselbst die mittlere Vertikalgeschwindigkeit sich befindet, von vornherein einzuschätzen. Über diese und über verwandte Punkte findet man Näheres an den unten genannten Stellen[91]).

39. Verwendung der Geschwindigkeitsmessungen, namentlich für Ermittelung der Wassermengen[92]). Von der Ermittelung der Wassermengen kleiner Gewässer ist in Art. 25 bei Rede gewesen, hier soll gezeigt werden, wie sich die Wassermengen-Ermittelungen gestalten, wenn in einem Durchflußquerschnitte größerer Gewässer planmäßige Geschwindigkeitsmessungen an zahlreichen Stellen des Querschnitts vorgenommen sind.

Aus dem Flächeninhalt f_1 eines der Streifen, in welche der Querschnitt eingeteilt ist, und der entsprechenden mittleren Vertikalgeschwindigkeit v_1 ergibt sich die sekundliche Wassermenge, welche den Streifen durchflossen hat, zu $f_1 v_1$. Wenn n Streifen vorhanden sind, ist die gesamte Wassermenge

$$Q = f_1 v_1 + f_2 v_2 + f_3 v_3 + \dots f_n v_n \quad \dots \quad 31.$$

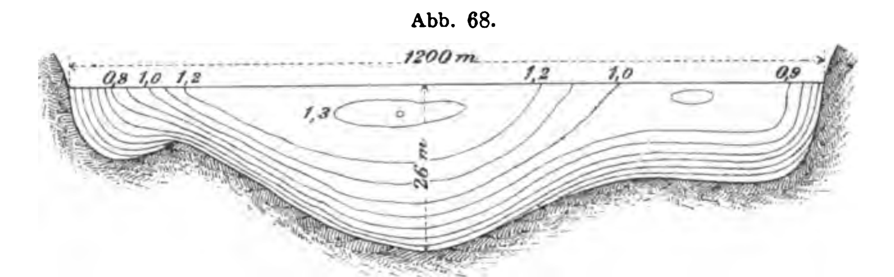
F sei der Flächeninhalt des Durchflußquerschnitts, v die mittlere Profilgeschwindigkeit, dann ist $Q = Fv$ und es folgt:

$$v = \frac{f_1 v_1 + f_2 v_2 + \dots f_n v_n}{F} \quad \dots \quad 32.$$

[90]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XVI, S. 127 bis 129.
[91]) Handb. Kap. II, S. 188. — Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) S. 250.
[92]) Handb. Kap. II, S. 171 u. 190.

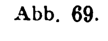
Eine beachtenswerte bildliche Darstellung der Wassermengen erhält man auf folgende Weise. Auf Seite 111 ist empfohlen, in der Zeichnung des Durchflußquerschnitts die durch Messung gefundenen Geschwindigkeiten an den entsprechenden Punkten des Querschnitts zu vermerken. Wenn dies geschieht, lassen sich mit Hilfe eingeschalteter Zwischenpunkte L i n i e n g l e i c h e r G e s c h w i n d i g k e i t einzeichnen.

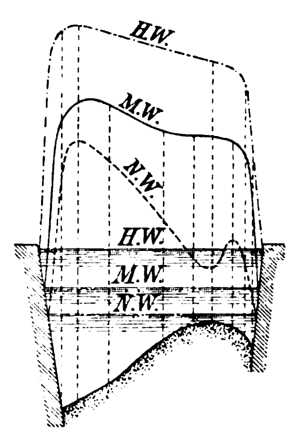
Abb. 68.



Es entsteht ein Schichtenplan der Geschwindigkeiten (Abb. 68), welcher das Verhalten der Strömung anschaulich macht. Mittels eines solchen Plans kann auch die Bestimmung der Wassermenge erfolgen. Die von den Linien gleicher Geschwindigkeit begrenzten Ebenen zerlegen den sekundlich abfließenden Wasserkörper in Scheiben und in eine Kuppe. Der körperliche Inhalt der ersteren läßt sich, besonders bei Verwendung eines Polarplanimeters, leicht ermitteln. Die Kuppe kann man genau genug durch eine Pyramide ersetzen.

Die Ermittelung der Wassermengen muß bei eingehenden Untersuchungen für verschiedene Wasserstände vorgenommen werden. Wenn dies geschehen ist, kann man die Ergebnisse durch eine Kurve der sekundlichen Wassermengen — W a s s e r m e n g e n k u r v e — bildlich darstellen[93]). Bei dieser werden die an dem maßgebenden Pegel abgelesenen Wasserstände als Ordinaten und die entsprechenden Wassermengen als Abscissen aufgetragen. An Hand einer Wassermengenkurve lassen sich Wassermengen, welche höheren Pegelständen entsprechen, als die, bei denen Messungen stattgefunden haben, einigermaßen einschätzen. Näheres hierüber, auch die Abbildung einer Wassermengenkurve, wird Art. 45 bringen. Es soll aber schon hier bemerkt werden, daß eine stichhaltige Einschätzung der bei ungewöhnlichen Hochwassern abfließendenMengen auf große Schwierigkeiten stößt.


Abb. 69.



Nun sind noch einige Bemerkungen über die V e r w e r t u n g d e r g e m e s s e n e n O b e r f l ä c h e n g e s c h w i n d i g k e i t e n zu machen. Man kann auch für diese an einem Querschnitt die Geschwindigkeitslinien als Ordinaten auftragen und deren Endpunkte miteinander verbinden s. Abb. 69, welche die Kurven der Oberflächengeschwindigkeiten des Rheins bei Germersheim bei verschiedenen Wasserständen darstellt. Man sieht, daß namentlich bei niedrigen,

[93]) Handb. (3. Aufl.) Kap. II, S. 95, vergl. auch Kap. XI, S. 170.

weniger bei höheren Wasserständen die örtliche Wassertiefe die Größe der Oberflächengeschwindigkeit bedingt.

Es ist anzunehmen, daß sich die Wassermengen ziemlich genau bestimmen ließen, wenn man die Geschwindigkeitskurven der Vertikalen nur in der Gegend des Stromstrichs, im übrigen aber die Oberflächengeschwindigkeiten ermitteln, aus ersteren für die untersuchten Vertikalen das Verhältnis zwischen Oberflächengeschwindigkeit und mittlerer Geschwindigkeit ableiten und mit Hilfe dieses Verhältnisses aus den gemessenen Oberflächengeschwindigkeiten die zugehörigen mittleren Geschwindigkeiten berechnen würde.

Untersuchungen der Oberflächengeschwindigkeiten in Strecken mit starkem Gefälle sind besonders wichtig für die Schiffahrt und es lassen sich auf Grund zahlreicher Messungen Linien gleicher Oberflächengeschwindigkeiten auf dem oben für die Durchflußgeschwindigkeiten angegebenem Wege zeichnen. Bei der sogenannten Felsenstrecke des Rheins unterhalb Bingen hat Unger dies mit großem Erfolge bewerkstelligt [94]).

40. Sinkstoffe [95]) und Schleppkraft. Nunmehr soll die Sohle der fließenden Gewässer näher untersucht werden. Bei Wasserleitungen ist dieselbe fest und unbeweglich, auch in den Felsenstrecken der natürlichen fließenden Gewässer ist dies im wesentlichen der Fall. In der Regel befinden sich aber an der Sohle der Gewässer größere oder kleinere Steine, auch Sand und dergl., also Körper, welche in ruhendem Wasser zu Boden sinken und deshalb den gemeinsamen Namen Sinkstoffe erhalten haben; ihre Entstehung wird im folgenden Artikel besprochen werden. Weil bekanntlich jeder in Wasser eingetauchte Körper einem Auftrieb unterliegt, welcher gleich dem Gewichte des von ihm verdrängten Wassers ist, verringert sich das Gewicht eines im Flußwasser befindlichen Steins um 1000 **kg/cbm**; ein Kubikmeter Sandstein, welches in der Luft 2200 **kg** wiegt, hat also im Wasser nur ein Gewicht von 1200 **kg**. Unter diesen Umständen ist die lebendige Kraft größerer Wassermassen imstande, kleinere, aber oft recht ansehnliche Massen von Sinkstoffen in Bewegung zu setzen und darin zu erhalten; die Sohle der fließenden Gewässer ist deshalb öfter beweglich, als fest. Dies ist eine Erscheinung von großer Tragweite, welche näher untersucht sein will. Zunächst ist Einiges über den Beginn der Bewegung der Sinkstoffe zu sagen, dann werden die Gesetze ihrer gleichförmigen Bewegung zu besprechen sein, schließlich die verwickelteren Erscheinungen.

Auf einen ruhenden Stein übt das strömende Wasser einen Stoß aus, welcher um so stärker ist, je größer die getroffene Fläche, dagegen nimmt der Widerstand, nämlich die Reibung, mit dem Gewicht des Steines, also mit seinem körperlichen Inhalt zu. Der Angriff des Wassers wächst somit (allerdings nur näherungsweise) wie die zweite, der Widerstand aber wie die dritte Potenz der Längenabmessungen der Steine. Große Steine werden also schwer, kleine Steine aber leicht von dem Wasser in Bewegung gesetzt. Dies ist wichtig und zwar nicht allein für die Bewegung der Sinkstoffe, sondern auch für alle Wasserbauten aus Stein, welche starken Angriffen des Wassers ausgesetzt sind. Da, wo die Meereswellen mit gewaltiger

---

[94]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XI, S. 515.
[95]) Handb. Kap. II, S. 101, vergl. auch Kap. XI, S. 165.

Wucht anprallen, ist beispielsweise die Verwendung von riesigen Betonblöcken oft das beste Mittel zur Herstellung eines standsicheren Bauwerks.

Man hat verschiedentlich versucht, die Geschwindigkeiten, bei welchem Sinkstoffe von ungleicher Größe in Bewegung gesetzt werden, zu ermitteln[96]). Wenn bei derartigen Angaben nur die mittlere Geschwindigkeit des Wassers vermerkt ist, haben sie keinen großen Wert, weil die Beziehungen zwischen dieser und der Sohlengeschwindigkeit sehr schwankend sind. Versuche am Oberrhein, bei welchen die Sohlengeschwindigkeiten gemessen wurden, haben ergeben, daß die Sinkstoffe bei Aufrühren mit Stangen sich in Bewegung setzten, wenn die Sohlengeschwindigkeit folgende Größen hatte:

bei Steinen bis 2,5 **kg** Gewicht	1,80 **m**,
„ „ „ 1,0 **kg** „	1,59 **m**,
bei Kies bis Taubeneigröße	1,12 **m**,
„ „ „ Haselnußgröße	0,92 **m**,
„ „ „ Erbsengröße	0,75 **m**[97]).

Bei den im Vorstehenden erwähnten älteren Untersuchungen ist nicht berücksichtigt, daß die abfließenden Wassermengen, somit auch höhere Wasserstände, einen erheblichen Einfluß auf die Bewegung der Sinkstoffe haben. L. Franzius sagt über diesen Einfluß folgendes[98]): „Bekanntlich wird die lebendige Kraft des fließenden Wassers oder die Stromkraft durch $^1/_2 \cdot Mv^2$ ausgedrückt, wenn M die von der Menge abhängige Masse des Wassers und v dessen Geschwindigkeit bezeichnet. Es ist ferner bekannt, daß mit der Vergrößerung dieser Stromkraft die Fähigkeit zunimmt, die im Flusse beweglichen, entweder schon abgelagerten oder zur Ablagerung geneigten festen Stoffe, die sogenannten Sinkstoffe, fortzubewegen; wenn also bei einer gewissen Stromkraft der Gleichgewichtszustand zwischen dieser und dem Widerstande der am Boden liegenden Sinkstoffe vorhanden ist, so wird bei zunehmender Stromkraft für die Sinkstoffe eine Bewegung beginnen und für feinere, schon bewegte Sinkstoffe wird die Bewegung in hohem Maße verstärkt werden."

Die Anwendung dieser unbestreitbaren Grundsätze hat großen Erfolg gehabt, es ist aber für manche Zwecke erforderlich, neben Berücksichtigung der gesamten lebendigen Kraft eines fließenden Gewässers auch die Arbeit zu untersuchen, welche das Wasser an tiefen Stellen zu verrichten imstande ist. Für einen bestimmten Wasserstand kann dies unter Voraussetzung einer gleichförmigen Bewegung sowohl des Wassers, wie der Sinkstoffe folgendermaßen geschehen:

Ähnlich wie bei der Untersuchung der gleichförmigen Bewegung des Wassers (Art. 26 und Abb. 46, S. 69) wird auch hier ein prismatischer Wasserkörper betrachtet, welcher sich, jetzt aber nebst den an der Sohle befindlichen Stoffen mit gleichförmiger Geschwindigkeit stromabwärts bewegt. Die Höhe des Prismas sei t, die Grundfläche 1 **qm**, γ und i haben die bekannte Bedeutung. Dann ist das Gewicht jenes Prismas $= \gamma t . 1$ und dessen in der Richtung des Wasserspiegels liegende Seitenkraft.

$$S = \gamma t i \text{ oder für Flußwasser } = 1000\, t i \text{ kg/qm} \quad \ldots\ldots \quad 33.$$

[96]) Handb. (3. Aufl.) Kap. II, S. 105; Kap. IV, S. 6. — Franzius. Der Wasserbau im Handb. d. Baukunde, S. 162.

[97]) Vergl. auch Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) S. 251.

[98]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XVIII, S. 240.

Dies ist die Grenze der sogenannten Schleppkraft des Wassers. Widerstand leistet die Reibung zwischen den geschleppten Stoffen und dem ruhenden Untergrunde. Die Seitenkraft des Gewichts jener Stoffe, welche die Schleppkraft bald unterstützt, bald beeinträchtigt, wird hierbei vernachlässigt.

„Der obige einfache Ausdruck für die Schleppkraft ist nur abhängig von der Wassertiefe und dem Gefälle, als den einzigen Größen, die man genau ermitteln kann. Die unsicheren Geschwindigkeiten, namentlich jene an der Sohle, bleiben außer Betracht."

Auf der besprochenen Grundlage kann man für einfache Zustände die Menge der Steine berechnen, welche bei gegebenen örtlichen Verhältnissen von dem Wasser in Bewegung erhalten werden; Näheres ergibt das nachstehende Beispiel.

Für $t = 5$ **m** und $i = \frac{1}{800}$ ist die Schleppkraft $S = \frac{5000}{800} = 6{,}25$ **kg/qm**. Der Untergrund sei ein ebener, etwas rauher Fels, die Sinkstoffe seien plattenartige Sandsteine (spez. Gew. 2,2) mit langgestreckten, ovalen Querschnitten und einer durchschnittlichen Dicke $= d$. Von der 1 **qm** großen Grundfläche mögen 5 % für Fugen abgezogen werden, der Koeffizient der gleitenden Reibung sei 0,4. Dann ist der Reibungswiderstand

$0{,}95 \cdot d \cdot (2200 - 1000)\ 0{,}4 = 457\ d$ und aus $6{,}25 = 457 \cdot d$ erhält man $d = 1{,}4$ **cm**.

Wenn der Koeffizient der rollenden Reibung für kleine Steinkugeln mit gegebenem Durchmesser bekannt wäre, könnte man auch berechnen, wie viele solcher Kugeln an der Bewegung des Wassers teilnehmen könnten.

Von der Schleppkraft ausgehend, hat P. du Boys eine Theorie der Geschiebeführung entwickelt, welche von Kreuter für wichtige Fragen des Flußbaues verwertet ist[99]).

Eingehende Versuche über die Widerstände in Bewegung befindlicher Sinkstoffe, welche den Schlußstein dieser Untersuchungen bilden würden, stehen noch aus, nichts destoweniger erlaubt das Schleppkraftgesetz schon jetzt eine Reihe bedeutsamer Anwendungen; hierüber soll an dieser Stelle nur Folgendes gesagt werden:

Der Schiffahrt wegen ist es nicht selten erforderlich die Mitten der Flußbetten durch Baggern zu vertiefen. Früher hat man sich von diesen Arbeiten oft einen nur vorübergehenden Erfolg versprochen, aber in nicht wenigen Fällen hat der Erfolg die Erwartungen weit übertroffen und neuerdings spricht man von einer durch die Vertiefungen bewirkten „Wasseranziehung". Die Erklärung jener Erfolge liegt aber darin, daß durch eine künstliche Vertiefung eines Gewässers die Schleppkraft desselben gesteigert wird und daß dieselbe dann oft imstande ist, die hergestellte Tiefe dauernd zu erhalten oder sie infolge der Verstärkung der Sinkstoffbewegung unter Umständen sogar zu vergrößern.

Ferner sei hingewiesen auf die in Art. 29 erwähnte Tatsache, daß Straßenkanäle mit eiförmigem Querschnitt leichter rein bleiben als Kreiskanäle, obwohl in letzteren die Geschwindigkeiten bei großen Füllhöhen und gleichem Durchflußquerschnitt größer sind, als bei ersteren. Auch hier ist es die größere Wassertiefe und die damit verbundene Steigerung der Schleppkraft, welche die Abführung der Sinkstoffe befördert.

Von der Schleppkraft des Wassers wird noch bei verschiedenen anderen Gelegenheiten gesprochen werden.

---

[99]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XI, S. 171 ff.

Die Schleppkraft der fließenden Gewässer schwankt mit dem Wechsel der Gefälle und der Wassertiefen zwischen weiten Grenzen, mit ihr die Bewegung der Sinkstoffe. Bei Hochwassern findet dieselbe massenhaft und im wesentlichen ohne Trennung der feineren von den gröbern Stoffen statt. Beim Fallen des Wassers, also bei abnehmender Schleppkraft kommen zunächst die groben, dann die weniger groben Stoffe zur Ruhe, es findet ein Sortieren der Sinkstoffe statt und die feinen werden auf weitere Entfernungen mitgenommen, als die groben. Wenn das Gewässer in ein großes Becken gelangt (im Rheingebiet ist beispielsweise der Bodensee ein solches) schlagen sich die Sinkstoffe darin, wie in einem Klärbecken (s. S. 50), fast vollständig nieder. „Bei der Wanderung der Sinkstoffe werden sie unter starkem Druck teils rollend, teils gleitend, unter Umständen auch sprungweise fortbewegt, sie werden dabei nicht allein abgerundet, sondern auch zerbrochen, zermahlen und zwar die weichen zwischen den härteren, so daß der Quarz schließlich zu Sand zertrümmert, der Ton zu Schlamm gerieben wird." Es bilden sich also Sinkstoffe verschiedener Art und ihrer Größe nach unterscheidet man Geschiebe, Gerölle, Kies, Sand und Schlick. Der Schlick besteht aus sehr feinen tonigen Teilen; er schlägt sich nur in ganz stillstehendem Wasser nieder. — Aus dem Gesagten folgt auch, daß die feinen und feinsten Sinkstoffe im Unterlauf, die gröberen aber im Oberlauf der Gewässer vorwaltend sind.

Die Masse der abgeführten und schließlich größtenteils in das Meer gelangenden Sinkstoffe ist sehr groß, es läßt sich jedoch nur die Masse des Schlicks einigermaßen ermitteln. Namentlich in den Niederlanden sind hierüber umfangreiche Beobachtungen angestellt, von welchen hervorgehoben werden soll, daß der Rhein unterhalb unserer Reichsgrenze im Jahre 1880 in etwa 85 000 Millionen **cbm** Wasser etwa 5 775 Millionen **kg** Schlick abgeführt hat[100]).

Die Bewegung der Sinkstoffe ruht nur sehr selten ganz, sie ist aber bei niedrigen Wasserständen gering und eigenartig. In kleinen sandführenden ruhigen Gewässern findet man eine Sohle, welche aus schräg zur Strömung liegenden Sandwellen derart gebildet ist, daß sich an den steilen Abhang jeder Welle in geringer Entfernung der flache Abhang der folgenden anschließt Auf der Oberfläche des flachen Abhangs steigen die einzelnen Sandkörner denselben hinan und stürzen dann den steilen Abhang hinab. Hier bleiben sie anfangs liegen, werden von den folgenden Sandkörnern überdeckt und gelangen erst wieder in Bewegung, wenn sämtliche Sandkörner, aus denen die Sandwelle bestand, in gleicher Weise vorgeschritten sind, um dann ihre Wanderung von neuem zu beginnen.

Ganz anders ist der Vorgang in wilden Gewässern und bei Hochwassern. Wenn diese bei einem wilden Flusse eintreten, verursacht die gewaltige Schleppkraft einen Aufruhr in den die Sohle bildenden Geschieben und Geröllen und große Mengen setzen sich gleichzeitig in Bewegung. Die Ausdehnung dieses Vorgangs läßt sich zwar nicht unmittelbar beobachten, es ist aber durch das Wiederauffinden von Gegenständen, welche nach einem Hochwasser wilder Flüsse gelegentlich ausgegraben worden sind, nachgewiesen, daß die Bewegung der Sinkstoffe sich alsdann auf etwa 3 **m** Tiefe erstreckt hat.

---

[100]) Näheres s. Lety. Rivieren en rivierwerken (XI. Abt. von Henket. Waterbowkunde), vergl. auch Handb. (3. Aufl.). Kap. II, S. 110 und Kap. IX, S. 41.

Von den Folgen dieser gewaltsamen, in geringerem Maße bei allen Hochwassern und in allen Flüssen stattfindenden Veränderungen, ferner von dem eigentümlichen Verhalten der Wildbäche wird in Art. 42 die Rede sein.

41. Naturzustand und geologische Bedeutung der fließenden Gewässer[101]). Nachdem die an den fließenden Gewässern vorzunehmenden Vermessungsarbeiten, sodann ihre Sinkstoffe und deren Bewegung erörtert sind, sollen nunmehr die Einwirkungen der Gewässer auf ihre Betten und ihre Umgebung näher besprochen werden. Da es sich hier zunächst um einen Einblick in den Naturzustand der fließenden Gewässer handelt, ist es angezeigt, etwas über ihre geologische Bedeutung zu sagen.

Wie bereits erwähnt, nennt die Geologie das Wasser ein geologisches Werkzeug und unterscheidet hierbei die Tätigkeit desselben im Innern der Erdkruste (vergl. S. 5), sodann die mechanische Tätigkeit der fließenden Gewässer und des Meeres, endlich die Einwirkungen des Eises, insbesondere der Gletscher. Die mechanische Tätigkeit der Gewässer äußert sich in allen Tälern und talähnlichen Vertiefungen, insbesondere aber in den Schluchten der Hochgebirge durch Ausnagung (Erosion) der Sohlen, eine Abnagung der Ufer geht hiermit Hand in Hand. Die Tagewasser unterstützen diese Arbeit durch Abwaschen, also durch Entblößen der Abhänge (Denudation). Ausnagung und Abwaschen führen den fließenden Gewässern große Mengen von steinigen und erdigen Stoffen zu, so entstehen die im vorigen Artikel besprochenen Sinkstoffe.

Ebendaselbst ist die Einwirkung der Hochwasser auf die Sinkstoffe angedeutet. Wenn jene eintreten, wird die Schleppkraft des Wassers infolge großer Wassertiefen und verstärkter Gefälle so mächtig, daß die aufgewühlten und die neu hinzukommenden Sinkstoffe in großen Massen talwärts befördert werden. Beim Fallen des Wassers, also beim Nachlassen der Schleppkraft, vermindert sich auch die Sinkstoffbewegung, zuerst schlagen sich, wie bereits erwähnt, die gröberen, dann die feineren Stoffe nieder, es finden also Ablagerungen verschiedener Art statt, bis bei niedrigem Wasser jene Bewegung fast ganz erlahmt. Wenn bei diesem Vorgange Sinkstoffe auf Gelände gelangen, welche bei niedrigem Wasserstande wasserfrei sind, entstehen bleibende Auflandungen (Alluvionen). Dieser fortwährende Wechsel zwischen Ausnagung und Ablagerung ist in der ganzen Erstreckung eines fließenden Gewässers vorhanden und ähnlich, wie bei Erdarbeiten, handelt es sich um Lösen, Befördern, Abladen der Massen.

Obwohl die besprochenen Vorgänge allen Strecken der fließende Gewässer gemeinsam sind, ist der Grad ihrer Wirkung von der Bodengestaltung abhängig und deshalb sehr verschieden. In gebirgigen Gegenden und in den Quellgebieten pflegt die Ausnagung zu überwiegen, so daß namentlich die kleinen Gewässer sich allmählich tiefer eingraben, hierbei werden nicht selten Teile der benachbarten Abhänge durch Annagung ihres Fußes zum Einsturz gebracht. Nur ein Teil der sehr großen Massen von Sinkstoffen, welche sich hierbei bilden, gelangt alsbald zur Ablagerung, der andere Teil wird den Flüssen des Gebirges zugeführt. Von der Ausnagung werden sogar Strecken mit felsigem Untergrunde nicht verschont. Hier wirkt nicht das

---

[101]) Handb. (3. Aufl.) Kap. II, S. 111. Bildung der Wasserlaufbetten und Täler. — Credner. Elemente der Geologie (7. Aufl.) S. 190.

Wasser allein, hauptsächlich wirken die Stöße der vom Wasser mitgeführten Steine und der Druck, welcher da vorhanden ist, wo sich Steine mit Steinen berühren; nicht mit Unrecht hat man diesen Vorgang mit der Wirkung einer Feile verglichen.

In den Betten des Mittellaufes der Flüsse pflegen die Ablagerungen meistenteils die Ausnagungen wieder aufzuheben, so daß die Flußsohlen gewöhnlich ihre Höhenlage im großen und ganzen beibehalten. Dagegen finden starke Annagungen der einbiegenden Ufer, namentlich in Krümmungen, statt verbunden mit Auflandungen an den gegenüberliegenden Ufern; hiervon wird weiter unten eingehender die Rede sein. Außerdem sind die Talsohlen einer Auflandung unterworfen. Diese Auflandungen vollziehen sich so, daß die Sinkstoffe sich hauptsächlich in der Nähe des Flußschlauchs niederschlagen, in verstärktem Maße dann, wenn sich daselbst eine Erhöhung schon gebildet hat, denn das Schleppkraftgesetz bringt es mit sich, daß flache Stellen mehr und mehr verflachen, tiefe aber sich mehr und mehr vertiefen. Auf die genannte Weise baut der Fluß neben seinem Bette nicht selten breite, flache Dämme. Dann kommt es vor, daß ein Hochwasser entfernte Stellen der Talsohle aufsucht, deren Höhenlage wenig verändert ist und daß sich zunächst Stromspaltungen, im weiteren Verlaufe aber ganz neue Betten bilden. Dieser Vorgang wiederholt sich von Zeit zu Zeit. So erhöhen die im Naturzustande befindlichen Flüsse des Mittellaufs die benachbarten Talsohlen bis an die Hügel und Berge, welche jene begrenzen.

Einen Nachweis für die häufigen Veränderungen des Laufs der Flüsse, welche in aufgelandeten Massen fließen, liefern die geognostischen Karten, auch Stromkarten sind vorhanden, in welchen aus neuerer Zeit solche Veränderungen verzeichnet sind.

Noch mehr, als an den genannten Stellen, überwiegen Ablagerungen und Auflandungen im Unterlaufe und in den Mündungsgebieten der Flüsse, vorzugsweise da, wo die Sinkstoffbewegung durch die Einwirkung der Meeresfluten zu Zeiten erheblich beeinträchtigt wird. Hier gelangen fast nur die im Wasser schwebenden Stoffe, also der Schlick, in das Meer, die Sande dagegen schlagen sich meistenteils nieder, oft jedoch nicht auf die Dauer, denn auch die Wellen und Strömungen des Meeres bewirken bald Ausnagung bald Ablagerung; hiervon wird im siebenten Abschnitt die Rede sein. Jenes Überwiegen der Ablagerungen hat zur Folge, daß in den Mündungsgebieten die Sohlen der Flüsse nebst ihrer Umgebung sich heben, ferner treten Stromspaltungen und örtliche Veränderungen der Betten oft ein.

Daß die Seen, welche einen Flußlauf unterbrechen, nur Ablagerungen aufweisen, ist selbstverständlich und an anderer Stelle (S. 117) bereits erwähnt.

Im Gebirge, zu welchem wir noch einmal zurückkehren, bewirken die Tagewasser, mittelbar auch die fließenden Gewässer, durch den Angriff der Tallehnen, daß die meisten Berge und Hügel nach und nach kleiner und niedriger werden und dieser Vorgang wird auf noch anderen Wegen vom Wasser unterstützt. Wenn das in die Spalten der Felsen gelangende Wasser gefriert, werden nach und nach ansehnliche Massen losgelöst, es entstehen sogenannte Steinschläge. Die Gletscher bewirken gleichfalls Loslösung, aber auch die Fortschaffung von Felsblöcken bis an fließende Gewässer und von Zeit zu Zeit gleiten auf feuchten Rutschflächen große Teile der Berge ab: Bergstürze. „So wird das Wasser stets seiner Aufgabe gerecht, auszugleichen, was der Vulkanismus aufgetürmt und die flache, ursprünglich von Gebirgen nicht unterbrochene Gestalt der Erde wieder herzustellen.“

Die allmähliche Senkung der Sohlen der fließenden Gewässer des Gebirges, die Hebung der Flußsohlen im Unterlaufe und in den Mündungen sind „geotektonische" Vorgänge des Naturzustandes, bei welchen es sich um Massen und um eine Energie handelt, denen die Anstrengungen der Menschen nur selten gewachsen sind. Nur den örtlichen Veränderungen und Verschiebungen der Gewässer, auch ihren Spaltungen in verschiedene Arme vermag die Kunst Einhalt zu tun, auf die Bildung und Bewegung der Sinkstoffe, somit auf die Veränderungen der Höhenlage der Sohlen jener Gewässer, kann man aber nur in beschränkter Weise einwirken, hier handelt es sich um Naturerscheinungen, welche sich meistenteils lediglich mildern und verzögern lassen.

42. Verhalten der wilden Gewässer[102]. Die wilden Gewässer sind entweder wilde Bäche (Wildbäche) oder wilde Flüsse, die letzteren gestalten sich verschieden, je nachdem der Fluß in aufgeschwemmten Massen oder in einem felsigen Bette fließt. Auch hier und in Artikel 43 handelt es sich darum, den Naturzustand der Gewässer zu besprechen; dieser ist Vielen unbekannt und hauptsächlich hieraus erklären sich die Klagen über den zeitigen Zustand und über mangelhafte Regelung der Flüsse.

Dem beschränkten Rahmen dieses Werkes wird es entsprechen, wenn im Nachstehenden in der Regel bestimmte Strecken vorgeführt werden; dieselben sollen vom Rhein, in dessen Gebiet alle Arten der Gewässer vorkommen, entnommen werden. Als besonders beachtenswert sind unter den schweizerischen Wildbächen der Nolla, sodann als wilde Flüsse die oberen Strecken des deutschen Oberrheins und die Felsenstrecke unterhalb Bingen zu nennen. Allerdings können Besprechungen, selbst Karten und Photographien, die Beschaffenheit dieser Gewässer nur unvollständig darstellen und es ist jedem Bauingenieur zu empfehlen die wilden Gewässer, namentlich einige Wildbäche, von den üblichen Wegen der Reisenden abweichend, aufzusuchen um sie durch den Augenschein kennen zu lernen[103].

Der berühmte Wildbach Nolla, welcher bei Thusis in den Hinterrhein links einmündet, hat sich in den leicht löslichen Graubündner Schiefer eingefressen, er wird nebst seinen in großer Zahl vorhandenen Nebenbächen durch die Niederschläge gespeist, welche den Wiesen und Wäldern seines Quellgebiets zukommen. Das Niederschlagsgebiet mißt nur 25 qkm. Einen Lageplan bringt Taf. XI zum XI. Kap. des Handbuchs. Die Entfernung des Anfangs des Nolla-Tals vom Hinterrhein beträgt etwa 7800 m bei einem Höhenunterschied von (rund) 1200 m. Die oberste, 1900 m lange Strecke hat Gefälle von 38 bis 24 %, die mittlere, 4500 m lange Strecke solche von 17 bis 9 %[104]. Die oberen Breiten des Tals sind verschieden, bald mehr, bald weniger als 1 km. Die größte Tiefe des Tals wird zu 300 m angegeben.

Die sekundliche Wassermenge, welche der Nolla bei Hochwasser abführt, ist nicht besonders erheblich, ohne Schmelzwasser wird sie vielleicht nicht mehr als 50 cbm betragen, trotzdem sind die Ausnagungen und namentlich die Folgen der

---

[102]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XI, § 51 (Die Wildbäche und ihre Täler), § 52 (Die Muren und Schuttströme), § 61 (Allgemeine Kennzeichnung der Gebirgsflüsse), § 69 (Stromschnellen).

[103]) In hohem Grade lehrreich ist das von Professor Heim in Zürich entworfene geognostische Relief einiger Wildbäche. (Erhältlich durch das geographische Institut von J. Meier, vorm. J. Wurster & Cie, Zürich.)

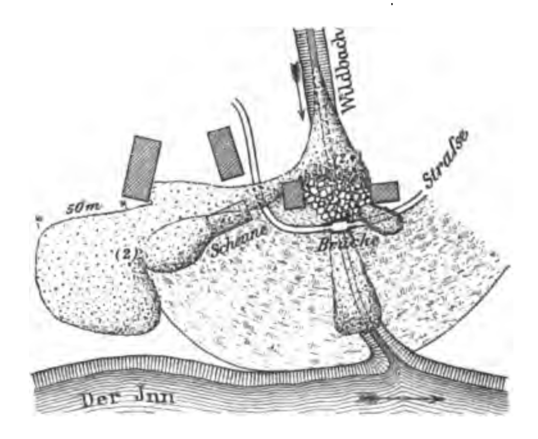
[104]) Die Gefälle sind hier ausnahmsweise nach Prozent angegeben.

Annagungen erschreckend groß. Annagungen der Talabhänge finden namentlich dann statt, wenn Felsblöcke oder seitlich einströmende Gewässer die Wasser des Bachs zur Seite lenken. Nach lang dauernden starken Regengüssen kommt es dann vor, daß Teile der Abhänge abrutschend in die Talsohle stürzen und den Bach abdämmen. Das zufließende Wasser sammelt sich nun oberhalb des aus Erde, Geröllen und Felsstücken bestehenden Damms, bis er durchweicht ist und nachgebend sich in dem abschüssigen Tale wie ein erkaltender Lavastrom langsam abwärts bewegt; es ist eine Schuttwalze (Rufe, Mur) entstanden. Derartige Schuttwalzen enthalten zwei- bis dreimal mehr feste Stoffe als Wasser.

Wenn der Wasserzufluß nachläßt, lagern die in Bewegung gewesenen Massen sich zum Teil im Nolla-Tale ab, zum Teil gelangen sie aber in den Hinterrhein, dämmen diesen mitunter ab und treten dann sogar auf die rechte Seite des Rheins über. Hierbei ist zu beachten, daß der letztere nur 1400 **m** vom Gebiete der Ausnagung entfernt ist und daß auch diese Strecke noch ein starkes Gefälle (7 ‰) hat. Man hat berechnet, daß bei der Hochflut im Jahre 1868 1 100 000 **cbm** Schutt im Nolla-Tale liegen geblieben sind, während 300 000 **cbm** jene zeitweilige Ausfüllung des Rheinbetts bewirkt haben. Die mehr oder weniger in den Hinterrhein gelangenden Schuttwalzen verwandeln den bis Thusis klaren Fluß in ein mit Sinkstoffen übersättigtes, schlammführendes Wildwasser.

Das Gebiet der Ausnagung liegt aber nur ausnahmsweise nahe am Gebirgsfluß und bei größerem Abstande zerfällt der Lauf der Wildbäche in einen Oberlauf, einen Mittellauf und einen Unterlauf. Im Oberlauf finden die Ausnagungen statt, ebendaselbst entstehen die Schuttwalzen. Der Mittellauf hat hervorragende Eigentümlichkeiten nicht. Der Unterlauf der Wildbäche beginnt da, wo sie in die breite Sohle eines Haupttals eintreten. Hier nimmt infolge des sehr verringerten Gefälles die Schleppkraft erheblich ab und die sich ablagernden Schuttwalzen breiten sich frei und blattförmig aus, wobei sie stets Stellen aufsuchen, welche noch tief liegen.

Abb. 70.



Man vergleiche Abb. 70, welche den Lageplan eines in neuerer Zeit vorgekommenen „Ausbruchs" eines Wildbachs darstellt. Die älteren Ablagerungen sind schraffiert, die neueren punktiert. Die Gebäude haben Schrägschraffur, durch die Scheune haben sich die Schuttmassen einen Weg gebahnt. Die eingeschriebenen eingeklammerten Zahlen geben die Höhe der neuesten Ablagerung an.

Durch jene Ablagerungen bilden sich sehr breite und verhältnißmäßig niedrige Kegel, die Schuttkegel. Die Oberfläche der Schuttkegel ist überall von den Spuren alter Bachläufe durchfurcht und im Laufe der Zeit erhöhen sie sich in allen ihren Teilen, zugleich an Breite wachsend. Auf den Schuttkegeln teilt sich der Wildbach in verschiedene Arme, deren Betten ihre Lage oft ändern.

Wenn ein Schuttkegel einen Fluß erreicht, so drängt er ihn nicht selten allmählich nach der anderen Seite, deren Ufer dann infolge vermehrter Strömung des Wassers angegriffen und stark angenagt werden. Es ist auch vorgekommen, daß Flußbetten durch Schuttkegel ganz vernichtet sind, so daß der Fluß ein neues Bett aufsuchen mußte.

Die Schweiz hat hunderte von Wildbächen und die Schäden, welche sie infolge ihrer Murgänge angerichtet haben und stellenweise noch anrichten, sind ungemein groß. Diese Schäden zeigen sich einerseits oberhalb der Täler (Tobel) der Wildbäche dadurch, daß sich daselbst Risse und Bodensenkungen bilden, denen nicht selten ein Abstürzen nutzbaren Geländes folgt, andererseits auf den Schuttkegeln durch Überschüttung bewirtschafteter Gelände mit Schutt und durch Zerstörung von Bauwerken, drittens ist die im Vorstehenden bereits angedeutete nachteilige Beeinflussung der Flüsse zu nennen.

Die Felsenstrecke des Rheins zwischen Bingen und St. Goar. Bei Durchnagung des Rheinischen Schiefergebirges vermochte der Rhein eine große Anzahl widerstandsfähiger Felsblöcke und einzelne Felsenrisse nicht zu vernichten, so daß sich unterhalb Bingen eine etwa 35 **km** lange sogenannte Felsenstrecke gebildet hat. Der Anfang des oberen, 8 **km** langen Teils dieser Strecke, dessen durchschnittliches Gefälle 0,54 ‰ beträgt, wird nicht selten irrtümlicherweise das Binger-Loch genannt. Dieser Name kommt aber nur einem Einschnitt zu, welcher in dem

Abb. 71. M. 1:10000.



bedeutendsten, etwa 500 **m** unterhalb des sogenannten Mäuseturms liegenden, den Strom durchquerenden Felsenriff hergestellt ist. Den Lageplan des mittleren Teils der genannten Strecke gibt Abb. 71, die Felsen sind daselbst durch Schraffur hervorgehoben, sie liegen bei niedrigem Wasser zum Teil, bei hohem ganz unter dem Wasserspiegel.

In diesem Lageplan sind die bemerkenswertesten Stromgefälle so vermerkt, wie sie sich am rechten Ufer des Rheins bei 150 **cm** Wasserstand am Pegel zu Bingen gestalteten. Die von Unger mit Hilfe einer schwimmenden Nivellierlatte ermittelten

zeitigen Gefälle des Fahrwassers sind von jenen Stromgefällen sehr verschieden und stark wechselnd. Bei dem genannten Wasserstande betrugen sie beispielsweise:

oberhalb des Binger Lochs auf	133 m	Länge	0,23 ‰
dann auf	35 m	„	0,81 „
dann auf	35 m	„	2,39 „
im Binger Loch auf	11 m	„	8,20 „
unterhalb desselben auf	68 m	„	0,60 „
und auf	96 m	„	1,92 „

Zu Abb. 71 sei noch Folgendes bemerkt: Die das Niedrigwasser überragenden Felsen sind ganz schwarz gezeichnet. Die an den gestrichelten Tiefenlinien vermerkten Zahlen beziehen sich auf den Nullpunkt des Binger Pegels. Die Begrenzungen des „zweiten Fahrwassers" sind künstlich hergestellt; das natürliche linke, von der linksseitigen Grenze jenes Fahrwassers ziemlich entfernt liegende Ufer ist in die Abbildung nicht aufgenommen.

Die größte Höhe der Anschwellungen des Rheins, also der Höhenunterschied zwischen dem aus neuerer Zeit bekannten niedrigsten und dem bekannten höchsten Wasserstande, ist bei Bacharach, einer weiter stromabwärts liegenden Stadt, 7,60 m. Die Wassermengen werden von denjenigen, welche für die in Art. 43 zu besprechende Rheingaustrecke ermittelt sind, nicht wesentlich abweichen.

Der schroffe Wechsel der Gefälle bringt es mit sich, daß auch die Geschwindigkeit in allen sogenannten Stromschnellen oder Katarakten sehr schwankt und daß stellenweise reißende Strömungen entstehen; hieraus erwachsen der Schifffahrt große Hindernisse und Gefahren. Vormals veranlaßte das besprochene Felsenriff einen förmlichen Wasserfall und die Schiffahrt war daselbst, namentlich bei niedrigen Wasserständen, nahezu unausführbar. Hierüber sagt Hagen Folgendes: „Die Schiffahrt war so behindert, daß nur kleinere Fahrzeuge und Holzflöße zu Tal fahren konnten, die Bergfahrt aber unterbrochen war. Bei Aßmannshausen mußten alle Güter ausgeladen und auf steilen Fußpfaden über den Niederwald transportiert werden; erst unterhalb Rüdesheim wurden sie zur weiteren Bergfahrt wieder in Schiffe verladen."

Daß mit den besprochenen Zuständen eines Stroms auch eine unregelmäßige und wandelbare Lage der Ufer Hand in Hand ging, ist selbstverständlich.

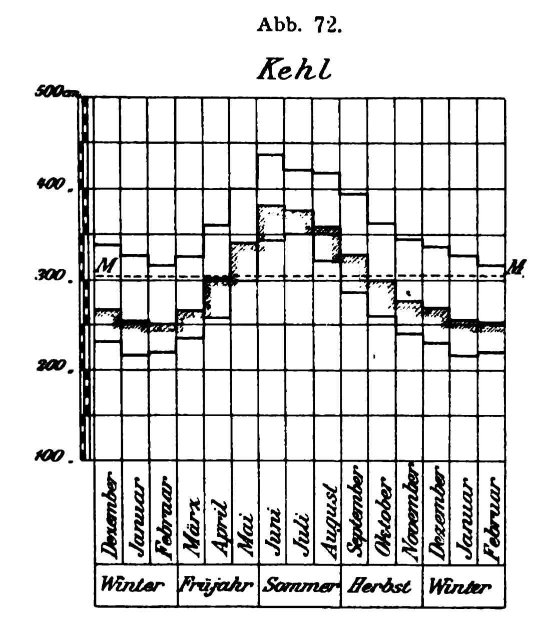
Der Oberlauf des deutschen Oberrheins. Der Lauf des Rheines in der oberrheinischen Tiefebene beginnt bei Basel und zerfällt in drei verschiedenartige Strecken, deren Endpunkte die Mündungen des Neckars, des Mains und der Nahe sind. Hier soll nur der oberste, 54 km lange Teil der ersten dieser Strecken, welche zwischen Basel und Alt-Breisach (also dem Kaiserstuhl-Gebirge) liegt, im einzelnen vorgeführt werden. Bezüglich der Gefälle bezieht sich das Nachstehende auf den Naturzustand, im übrigen mußten Angaben aus neuerer Zeit zu Hilfe genommen werden.

Unterhalb Basel war das ursprüngliche Gefälle 0,85 ‰, weiter stromabwärts 0,90 ‰, dann (bei Breisach) 0,77 ‰; infolge einer Begradigung (Korrektion) des Stromlaufs sind, nebenbei bemerkt, jetzt Gefälle bis 1,0 ‰ vorhanden.

Die Wasserstände sind, und zwar in der ganzen Erstreckung des Rheins zwischen Basel und Mannheim, hauptsächlich der Einwirkung der schweizerischen Flüsse, insbesondere der Aare, unterworfen, infolge der Schneeschmelzen zeigt der Strom

gleich jenen im Sommer einen höheren Stand, als im Winter, es treten aber die Anschwellungen des Winters häufiger und kräftiger auf als in der Schweiz. Eine Darstellung der Wasserstandsbewegung bei Kehl gibt Abb. 72, in welcher auf Grund von Beobachtungen aus den Jahren 1851 bis 1886 die durchschnittlichen höchsten, niedrigsten und mittleren Wasserstände (die Monatswasserstände durch Schraffur hervorgehoben), auch die Höhenlage des Mittelwassers verzeichnet sind.

Abb. 72.



Die größte Anschwellungshöhe in der Strecke Basel—Alt-Breisach ist durchschnittlich 6,27 **m**.

Ältere bei Alt-Breisach ausgeführte Messungen bezw. Berechnungen der Wassermengen haben bei Niedrigwasser 340 **cbm**, bei Hochwasser 4630 **cbm** ergeben. Hiernach wäre das Verhältnis der Niedrigwassermenge zur Hochwassermenge (rund) = 1:14.

Wenn man die größte Wassertiefe bei Niedrigwasser in Rücksicht auf die unregelmäßige Beschaffenheit des Stromes zu etwa 5 **m** annimmt, so ergibt sich bei starken Anschwellungen eine Wassertiefe von ± 11 **m**, somit eine größte Schleppkraft von

$$1000 \,.\, 11 \,.\, 0{,}0009 = \text{(nahezu) } 10 \ \mathbf{kg/qm}$$ [105]).

Eine solche Schleppkraft befähigt den Strom, starke Ausnagungen vorzunehmen.

Daß die Ausnagung in der genannten Strecke entschieden überwiegt, geht auch aus Folgendem hervor: In der Stromsohle sind überall schwere Gerölle vorhanden, diese sind älteren Ursprungs und viel größer, als sie aus dem Rheinlauf oberhalb Basel hierher gelangen, nur die oberen Schichten der Ufergelände und Inseln bestehen aus minder schwer beweglichen Ablagerungen. Man hat es demnach mit einer sehr alten, durch Ausnagung entstandenen Talsohle zu tun.

Mit dieser Beschaffenheit des Bettes hängt die Grundrißgestaltung des Stromes zusammen; durch die Widerstandsfähigkeit des Untergrundes war er gezwungen, seine Tätigkeit weit auszudehnen. Innerhalb einer Breite von 1 bis 2 **km** wechselten Flußarme, Kiesbänke und Inseln bunt miteinander ab. Der Strom war ganz zerfasert, ein Gewirr von großen und kleinen Armen. Diese Bildungen waren einem fortwährenden Wechsel unterworfen. Jedes Hochwasser zerstörte einen großen Teil der Kiesbänke und Inseln, verschüttete alte und schaffte neue Bahnen, wobei der Strom bald nach der einen, bald nach der anderen Seite weiter um sich

---

[105]) Wenn in diese Berechnung und in ähnliche weiter unten folgende Berechnungen die nicht bekannten Gefälle der mächtigsten Hochwasser eingeführt werden könnten, würden sich größere Schleppkräfte ergeben, denn die Hochwassergefälle sind stärker, als die hier benutzten Gefälle des Niedrigwassers.

griff. Man vergleiche Abb. 73. Dieselbe zeigt, wie der Oberrhein unterhalb der Stadt Neuenburg im Jahre 1828 gestaltet war. Die Begrenzungen des später hergestellten einheitlichen Betts sind durch feine Linien angedeutet.


Abb. 73. M. 1 : 50 000.



Daß die Schiffahrt durch den früheren Zustand des Stromes in hohem Grade erschwert wurde, ist selbstverständlich; von anderen noch größeren Übelständen wird weiter unten die Rede sein.

Halbwilde Gewässer. Rheinstrecke Lauterburg—Mannheim. Zwischen den wilden und den ruhigen fließenden Gewässern befinden sich, wie bereits erwähnt, gewöhnlich ziemlich lange Strecken, welche man halbwilde nennen kann; auch ihr Verhalten soll an Hand eines Beispiels besprochen werden.

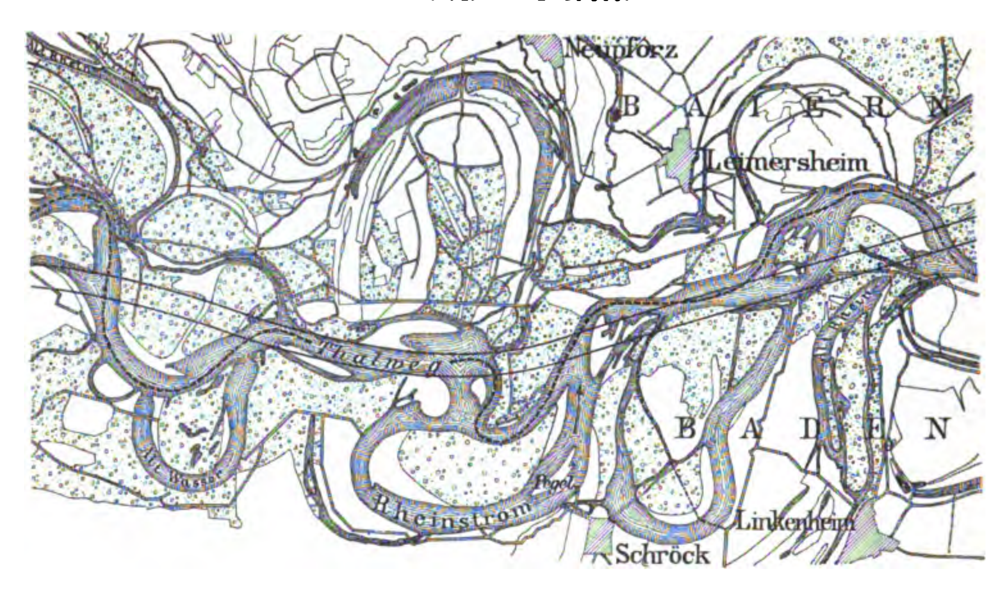
Die 76 **km** lange Strecke des Rheines zwischen den Mündungen der Lauter und des Neckars, welche auch badisch-bayerischer Rhein genannt wird, hat jetzt ein durchschnittliches Gefälle von $0{,}235\,^0/_{00}$, das stärkste Gefälle beträgt 0,40, das schwächste $0{,}10\,^0/_{00}$. Die bei Speyer beobachtete größte Anschwellungshöhe ist 6,90, im allgemeinen wird sie aber wohl nicht mehr als etwa 6 **m** betragen.

Wenn man die größte Wassertiefe unter Niedrigwasser zu 4 **m** annimmt, so berechnet sich die größte Schleppkraft zu $1000\,(4 + 6) \,.\, 0{,}0004 = 4$ **kg/qm**. Vor der bereits erwähnten Begradigung des Rheinlaufs war aber die Länge des Stroms wesentlich größer, die Gefälle waren also kleiner als jetzt. Die vormalige größte Schleppkraft des Stromes kann deshalb zu 3,5 **kg/qm** eingeschätzt werden. Das ist etwa ein Drittel der Schleppkraft in der Strecke Basel—Breisach.

Zwischen Lauterburg und Mannheim bewegt sich der Rhein in von ihm selbst gebildeten, nachgiebigen Auflandungen, er konnte deshalb nach Gefallen in die Tiefe arbeiten und ein im wesentlichen geschlossenes, aber ungewöhnlich stark geschlängeltes Bett ausbilden. Die Lage dieses Betts war jedoch fortwährenden Verschiebungen unterworfen. Solche Verschiebungen treten auch bei ruhigen Gewässern ein und im einzelnen sollen die betreffenden Vorgänge in Art. 43 erörtert werden. Außer Verschiebungen des Bettes fanden daselbst infolge der Verringerung der Schleppkraft des Stromes stellenweise dauernde Ablagerungen, also Hebungen der

Sohle und des Wasserspiegels, hauptsächlich aber Auflandungen neben dem Flußbett statt und dies führte zu wiederholten gänzlichen Veränderungen des Stromlaufs, vergl. S. 119 und Abb. 74. Dieselbe zeigt eine oberhalb Speyer belegene Strecke des


Abb. 74. M. 1:80000.



badisch-bayerischen Rheins und ihren Zustand in den Jahren 1817 bis 1819. Durch feine Linien ist wieder die jetzige Lage des Stroms angedeutet.

Nun sind die Schäden zu besprechen, welche der natürliche Zustand der wilden und halbwilden Strecken des deutschen Oberrheins im Gefolge hatte. In der zuletzt erwähnten Strecke „waren die Niederungen mit den Ortschaften fast alljährlich (und oft im Sommer) durch Hochwasser überschwemmt, große, mit fruchtbarem Boden bedeckte Flächen Landes fielen immer mehr der Versumpfung anheim; die Anwohner litten schwer unter Fieberkrankheiten; der Verkehr mit den Rheinorten zu Wasser und zu Land war überaus erschwert und vielerorts gestört; in den scharfen Krümmen riß der Strom fort und fort die Ufer ein, bis er — oftmals plötzlich — die Landzungen durchbrach. Das völlige Aufgeben der Bodenkultur wie auch der Ortschaften in der Rheinniederung war mehrenorts zur Notwendigkeit geworden, anderorts nur eine Frage der Zeit."

„Aber auch für die Bewohner der Ortschaften an den oberen Strecken war die Verwilderung des Stromes in hohem Grade schädigend und immerfort bedrohend. Die schlimmsten Verwüstungen zwar gehörten schon früheren Jahrhunderten an; hier und dort waren Dörfer und Gehöfte längst weggeschwemmt oder unter den Geröllmassen verschüttet; allein auch im Anfang des neunzehnten Jahrhunderts war der wilde Strom fortwährenden Veränderungen unterworfen; bald hier, bald dort brach er über die Ufer ein, den bisherigen Hauptstrom verschüttend und durch vordem angebautes Land einen Weg sich bahnend. Bei jeder Hochflut war das Eigen-

tum und vielerorts das Leben der Anwohner bedroht. Zu den zahlreichen Ortschaften, die ganz oder teilweise zerstört oder wegen beständiger Bedrohung verlassen und an geschützteren Stellen wieder aufgebaut werden mußten, gehören unter anderen die Städte Neuenburg und Rheinau."

„An den am meisten bedrohten Stellen wurden zwar Verteidigungswerke hergestellt, die sich aber nutzlos, oft sogar schädlich erwiesen, sobald der wandelbare Stromlauf sich von der bisher bedrohten Stelle abwandte, nun anderwärts angreifend, wo dann abermals gewehrt werden mußte" [106]).

Es sei noch bemerkt, daß die in der Strecke Lauterburg—Mannheim früher vorhandenen scharfen Krümmungen des Stroms auch gefährliche Eisgänge begünstigt haben, während in der Strecke Basel—Lauterburg infolge der großen Geschwindigkeit des Wassers, welche die starken Gefälle erzeugen, Eisbildungen und Eisgänge von jeher vergleichsweise wohl nicht sehr erheblich gewesen sind.

Die im Vorstehenden am deutschen Oberrhein und an der Strecke Bingen—St. Goar nachgewiesenen Gestaltungen und Gefällsverhältnisse sind am Rhein auch an anderen Stellen vorhanden. Derselbe hat beispielsweise eine zweite sehr stark (stellenweise mit nahezu 4 ‰) abfallende Felsenstrecke zwischen Basel und der Einmündung der Aare; Teile des schweizerischen Oberrheins zeigten im Naturzustande im wesentlichen dieselbe Gestaltung, wie der Oberlauf des deutschen, und die weiten Windungen der badisch-bayerischen Strecke finden sich auch am Niederrhein.

In abgeschwächter Weise kehren die hier erörterten Erscheinungen und die Schäden, welche ein sich selbst überlassenes wildes Gewässer anrichtet, in allen Flußgebieten wieder.

43. Verhalten der ruhigen Gewässer. Delta-Bildung. [107]) In Art. 42 ist erwähnt, daß die sich selbst überlassenen wilden und halbwilden Gewässer, welche sich in aufgeschwemmten Talsohlen bewegen, ihre Ufer und Betten fortwährend ändern, auch bei ruhigen Bächen und Flüssen finden in ihrem Naturzustande derartige Veränderungen, allerdings weniger plötzlich, statt. Die Ursache dieser nun im einzelnen zu besprechenden Erscheinungen liegt hauptsächlich in den überall vorkommenden Krümmungen der Gewässer. Dem Hochwasserbett sind Krümmungen durch die Gestalt der angrenzenden, hochwasserfreien Erhebungen des Bodens angewiesen und innerhalb des Hochwasserbetts bildet sich das Gewässer ein Mittelwasserbett aus, welches stärker als jenes geschlängelt ist. Auch Einmündungen von Nebengewässern, widerstandsfähige Stellen der Talsohlen und mancherlei andere Umstände sind der Entstehung von Krümmungen förderlich.

Es ist nun eine folgenschwere Erscheinung, daß stets an den einbiegenden (konkaven) Ufern der Krümmungen Ausnagungen und Annagungen, an den ausbiegenden (konvexen) Ufern aber Ablagerungen stattfinden; dieser Vorgang vollzieht sich folgendermaßen:

Nehmen wir an, es sei ein Mittelwasserbett mit ursprünglich trapezförmigen Querschnitten vorhanden. Infolge der Fliehkraft (Zentrifugalkraft) erhebt sich das Wasser der Krümmungen am einbiegenden Ufer, während es sich am ausbiegenden

---

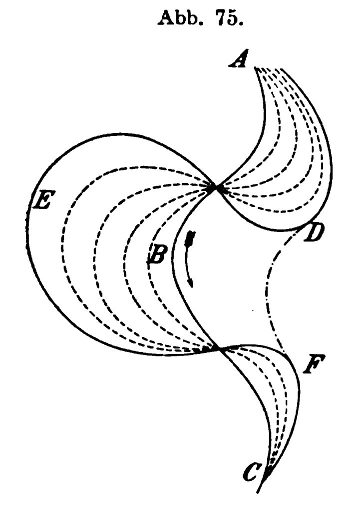
[106]) Rheinstromwerk, S. 233 u. 234.

[107]) Handb. (3. Aufl.) Kap. II, S. 111 (Bildung der Wasserlaufbetten. Fluß-Deltas.) S. 118 (Eisstand und Eisgang). — Kap. XI, S. 165. (Wirkung der Strömung auf bewegliche Flußbetten.)

senkt. Die größere Wassertiefe neben dem einbiegenden Ufer steigert daselbst die Schleppkraft, dies bewirkt Vertiefung der Sohle, und die Schleppkraft steigert sich nun infolge Zunahme der Wassertiefe mehr und mehr. Eigenartige, im nächsten Artikel eingehender zu besprechende, spiralförmige Bewegungen des Wassers, durch welche die Sinkstoffe sozusagen ausgeschaufelt werden, kommen hinzu.

Aber auch die Annagungen werden stärker, sie bringen Teile der einbiegenden, nach und nach steiler gewordenen Begrenzungen des Gewässers zum Einsturz, wodurch die Vertiefungen verringert werden. Dann beginnt das Spiel von neuem, aber kräftiger, denn die Krümmung ist infolge der Zerstörung des alten Ufers schärfer geworden und je kleiner der Krümmungshalbmesser, desto einschneidender sind die Wirkungen der besprochenen Vorgänge. An den ausbiegenden Ufern finden dagegen Ablagerungen statt, daselbst haben die Sinkstoffe, welche sich beim Nachlassen der Hochwasser niederschlagen, ihre natürlichen Ruheplätze.

Abb. 75.



Mitunter tritt infolge der Verschiebungen der Ufer eine vollständige Änderung des Laufes des Baches oder Flusses ein. Wenn eine Strecke ABC (Abb. 75, in welcher übrigens nur Mittellinien angedeutet sind) früher drei mäßig gekrümmte sogenannte Gegenkurven aufwies, war jede dieser Krümmungen den besprochenen Veränderungen unterworfen. Wenn keine Hindernisse eintraten, konnte sich also das Gewässer im Laufe einer längeren Zeit eine sogen. Serpentine (Schleife) bildend nach ADEFC verlegen, bis ein Hochwasser sich — etwa in der Richtung der strichpunktierten Linie DF — einen Weg bahnte. Die Strecke DEF verfiel alsdann der Verlandung. Man vergleiche auch Abb. 78, S. 131.

Es muß noch bemerkt werden, daß auch die Eisversetzungen und Eisstopfungen, von welchen in Art. 48 eingehender die Rede sein wird, nicht selten erhebliche Veränderungen des Laufs der ruhigen Gewässer veranlaßt haben, denn das bei Tauwetter von oben zuströmende Wasser schlägt, wenn es möglich ist, einen neuen Weg ein, sobald es den alten durch Eis stark beengt oder gar ausgefüllt findet.

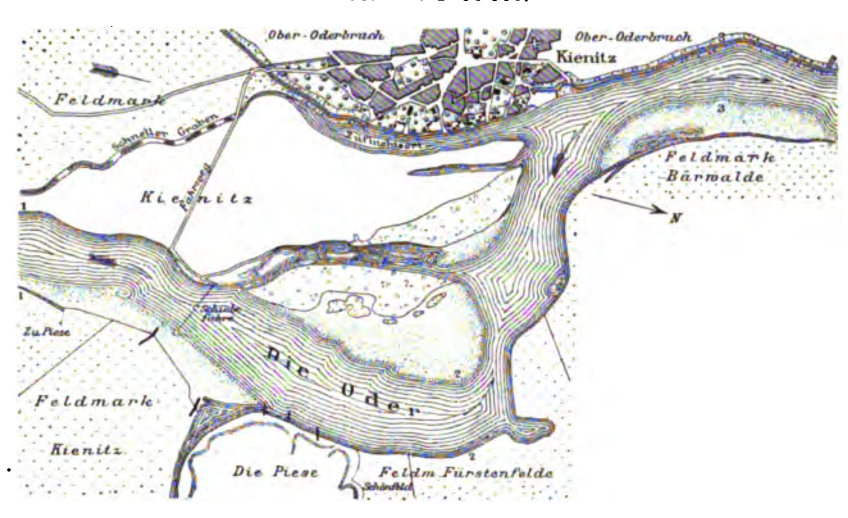
Die Veränderungen an den Gewässern sind jedoch nicht immer so einschneidend, wie im Vorstehenden erörtert ist. Nicht selten beschränkte sich das Hochwasser darauf, neben einem bestehenden ein zweites Mittelwasserbett zu bilden, dann entstand eine Stromspaltung und zwischen beiden Betten eine Insel oder auch nur eine Sandbank (Mittelfeld), wenn die vorhandene Begrünung (Vegetation) vom Hochwasser zerstört wurde. Man vergleiche Abb. 76, welche den Zustand der Oder bei Kienitz aus dem Jahre 1846 darstellt. Diese Abbildung zeigt auch die unregelmäßige Lage der Ufer eines sich selbst überlassenen Flusses.

Nunmehr ist die Gestaltung der Querschnitte zu besprechen. Aus dem Gesagten ergibt sich ohne weiteres, daß die Durchflußquerschnitte in Krümmungen dreieckige Kernformen haben. Bei Gegenkrümmungen von der in Abb. 77 dargestellten Gestaltung liegen die Spitzen dieser Dreiecke erst am rechten, dann am linken Ufer, also bei G bezw. H. In die genannte Abbildung sind die Schichten-

linien der Flußsohle eingetragen, diese Linien lassen den Wechsel der Tiefen, auch die allmähliche Zu- und Abnahme derselben deutlich erkennen.

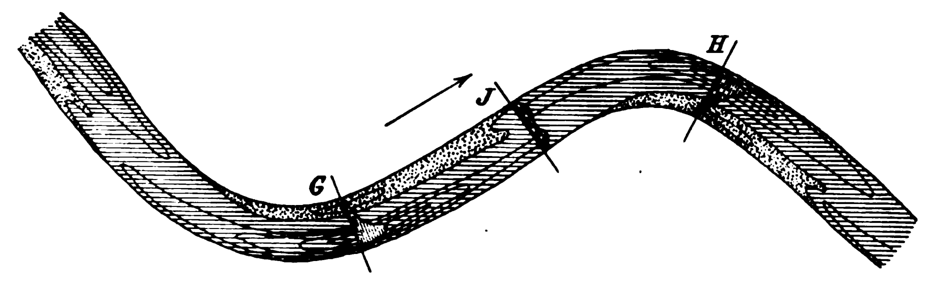
Aus Abbildung 77 ersieht man ferner, daß der Stromstrich bei J eine Stelle antrifft, woselbst das Wasser erheblich flacher ist, als bei G und H; bei J ist der


Abb. 76. M. 1:30 000.



Durchflußquerschnitt im wesentlichen trapezförmig. An dieser Stelle kreuzt der Stromstrich eine sogenannte Schwelle, deren Richtung mit der Richtung der Ufer einen spitzen Winkel bildet. Die Schwellen bereiten der Schiffahrt große Schwierigkeiten, zumal sie beim Nachlassen der Hochwasser nicht selten vorübergehend an Höhe zunehmen.

Abb. 77.



Nicht immer schloß und schließt sich noch jetzt eine stark ausgeprägte Krümmung eines Gewässers an eine andere an. Oft ist zwischen solchen Krümmungen eine im großen und ganzen gerade, aber unregelmäßig begrenzte Strecke vorhanden. Dann entstehen zwischen jenen Krümmungen zwei Schwellen (oder auch mehr) mit Stellen abwechselnd, woselbst größere Wassertiefen vorhanden sind.

Nun erklärt sich auch, weshalb die Sohlenlinien der fließenden Gewässer in den Höhenplänen stets eine mehr oder weniger zackige Gestalt haben (vergleiche Abb. 61, S. 104), denn diese Linien beziehen sich stets auf den Stromstrich. Von

der Lage der Sohle ist die Höhenlage des Niedrigwasserspiegels der Gewässer derart abhängig, daß bei Niedrigwasser oberhalb der Schwellen ein geringeres, unterhalb derselben aber ein stärkeres Gefälle vorhanden ist. Auch dies kommt in dem vorerwähnten Höhenplan des Neckars zum Vorschein. Bei Zahlenangaben über Gefällsverhältnisse pflegen aber die genannten Unterschiede nicht berücksichtigt zu werden; man begnügt sich in der Regel damit, die durchschnittlichen Gefälle der Strecken anzugeben. Übrigens treten beim Anschwellen des Wassers jene Unterschiede sehr bald in den Hintergrund.

In hohem Grade ist Neigung zu Ablagerungen unterhalb der Einmündung von Nebengewässern vorhanden, weil diese dem Hauptfluß neue Sinkstoffe zuführen. Auch unterhalb der Stromspaltungen finden fast immer unregelmäßige Ablagerungen von Sinkstoffen verbunden mit ebensolchen Austiefungen statt.

Endlich ist noch zu berücksichtigen, daß in früherer Zeit den ruhigen Gewässern aus den oberen wilden Strecken infolge dortiger massenhafter Uferabbrüche viele Baumstämme zugeführt wurden; von diesen Stämmen sind nicht wenige gesunken und begraben, kommen aber bei Änderungen des Flußlaufs wieder zum Vorschein. Auch einzelne große Steine (z. B. sogenannte Findlinge) haben die Regelmäßigkeit der Flüsse nicht selten gestört.

Im allgemeinen ergibt sich also, daß auch die ruhigen Gewässer im Naturzustande sowohl an den Ufern, wie hinsichtlich der Höhenlage der Sohlen erhebliche Unregelmäßigkeiten zeigen, und daß ihre Ufer, ihre Sohlen, aber auch die Gelände neben den Ufern fortwährenden und oft starken Veränderungen unterworfen waren.

Im Nachstehenden werden, um für die ruhigen Gewässer ein Beispiel vorzuführen, einige Angaben über den Lauf des Rheins zwischen Mannheim und Bingen gemacht.

Die Länge des Stromes beträgt zwischen Mannheim und Mainz 72,5, zwischen Mainz und Bingen 30 **km**. Zwischen Mannheim und Mainz ist das durchschnittliche Gefälle 0,09 ‰, zwischen Mainz und Bingen (in der Rheingaustrecke) 0,13 ‰, letzteres ist zugleich das in der ganzen Strecke vorkommende stärkste Gefälle.

Die Wasserstandsbewegung ist ähnlich, wie in den oben (S. 123 u. ff.) besprochenen Strecken des Rheins: die Sommermonate bringen höhere, der Schiffahrt förderliche durchschnittliche Monatswasserstände, als die Wintermonate, daneben machen sich die Sommerhochwasser weniger, die hauptsächlich vom Neckar beeinflußten Winterhochwasser dagegen stärker fühlbar, als in jenen Strecken.

Als sekundliche größte Hochwassermenge bei Walluf, einem Orte unterhalb Mainz, wird 7300 **cbm** angegeben; hierzu verhält sich die Niedrigwassermenge etwa wie 1 : 12 [108]).

Der Durchschnitt der größten Anschwellungshöhen bei Mainz und Bingen ist 6,5 **m**, man wird indessen für die Zwischenstrecken 6,0 **m** annehmen dürfen. Wenn

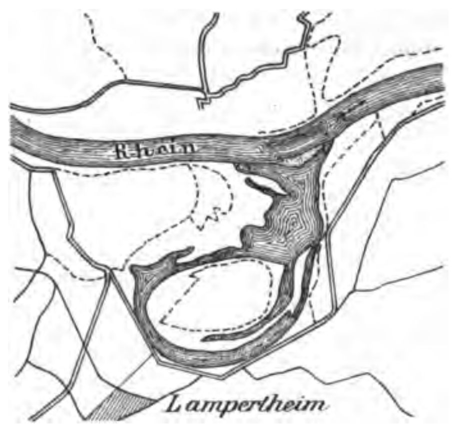
---

[108]) Man vergleiche hiermit die Verhältnisse der Niedrigwasser- zur Hochwassermenge des Mains bei Schweinfurt = 1 : 60 und des unteren Neckars = 1 : 150. Im allgemeinen nimmt der Nenner dieses Verhältnisses von den Quellgebieten der Flüsse nach den Mündungen hin in der Regel ab.

die größte Wassertiefe bei Niedrigwasser zu 3,0 **m** geschätzt wird, berechnet sich bei ungewöhnlichen Anschwellungen die größte Schleppkraft zu 1000 (3 + 6) 0,000 13 = 1,17 **kg/qm**, das ist etwa der achte Teil der entsprechenden Schleppkraft in der Strecke Basel—Breisach. Zwischen Mannheim und Mainz ist die Schleppkraft noch geringer, etwa 0,8 **kg/qm.**

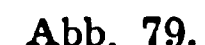
Hinsichtlich der Grundrißgestaltung sind die beiden in Rede stehenden Strecken sehr verschieden. Zur Zeit beträgt die durchschnittliche Breite des Wasserspiegels bei Mittelwasser in der Strecke Mannheim-Mainz 370 m, diejenige der Rheingaustrecke aber 700 m; früher waren die Breiten der letztgenannten Strecke noch weit größer.

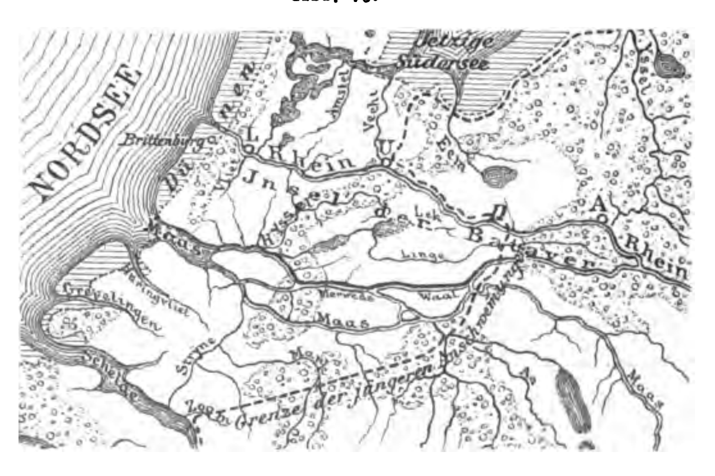
Abb. 78. M. 1:100000.



Zwischen Mannheim und Mainz waren Veränderungen in der Lage des Stromlaufs und eine unregelmäßige Gestaltung der Begrenzungen vergleichsweise ziemlich selten. Eine Ausnahme macht die Stelle bei Lampertheim, einem Städtchen oberhalb Worms, woselbst der Rhein die Wurzel einer großen Schleife in der auf S. 128 besprochenen Weise durchbrochen hat; Abb. 78 führt den jetzigen Zustand dieser Stelle vor.

Die Reingaustrecke war vormals mit Inseln übersät, durch welche zahlreiche Stromspaltungen gebildet wurden. Auch hier haben widerstandsfähige Schichten des Untergrundes den Strom veranlaßt, seine Tätigkeit hauptsächlich nach der Breite auszudehnen, die Bildung von Inseln ging hiermit Hand in Hand. Auch die oben nachgewiesene erhebliche Verminderung der Schleppkraft wird Einfluß gehabt haben.


Abb. 79.



Nunmehr soll Einiges über die Mündungsgebiete der Flüsse, insbesondere über die daselbst oft stattfindende Delta-Bildung gesagt werden. Unter einem Fluß-Delta versteht man bekanntlich ein am Meere liegendes, ebenes Mündungsgebiet, welches durch Auflandung entstanden ist und von verschiedenen, sich fächerartig ausbreitenden Flußarmen durchströmt wird.

Es soll hier hauptsächlich von dem **Delta des Rheins** die Rede sein, und zwar unter Bezugnahme auf Abb. 79, welche den Zustand eines großen Teils dieses Deltas so vorführt, wie dasselbe mutmaßlich vor etwa 1900 Jahren gestaltet war [109]).

Diese Abbildung zeigt unter anderm die Grenze des Diluviums; fast alle westlich davon liegenden Teile der jetzigen Niederlande standen vormals gewöhnlich unter Wasser bis auf die Dünen, welche noch jetzt, jedoch in veränderter Lage, die Westgrenze der Niederlande bilden. Beim Überschreiten des wasserfreiliegenden Diluviums konnten die mit Sand und Schlick beladenen Hochwasser des Rheins sich frei ausbreiten; mit Abnahme der Wassertiefe erlahmte die Schleppkraft und massenhafte Ablagerungen waren die Folge. Das ist fast derselbe Vorgang, welcher auch bei der Bildung der Schuttkegel der Wildbäche statt hat: ein großer Teil der Niederlande ist nichts Anderes, als ein riesiger Schuttkegel des Rheins.

Dieser und ähnliche Schuttkegel verdanken aber ihre Ausbildung nicht der Tätigkeit der Ströme allein, auch das Meer hat erheblichen Anteil an den Ablagerungen, worüber in Art. 64 das Erforderliche gesagt werden soll. Ebendaselbst wird auch von der eigenartigen Höhenlage vieler Gegenden des Rhein-Deltas die Rede sein.

Eine Betrachtung der Deltas lehrt, daß die Naturgesetzte im größten und im kleinsten Maßstabe unabänderlich zur Geltung kommen. Die geringen Anhäufungen von Sand, welche man nicht selten an den Enden kleiner, vom Regenwasser ausgespülter Rinnen findet, sind nicht minder Schuttkegel, wie dieDeltas gewaltiger Ströme.

Über die Entwicklung der Deltas, insbesondere des Rhein-Deltas, sei Folgendes bemerkt: Anfangs werden zahlreiche, durch ein Gewirr von kleineren und größeren Wasserarmen voneinander getrennte, bei Niedrigwasser zum Vorschein kommende Erhöhungen entstanden sein. Beim Fortschreiten der Auflandungen haben sich diese Erhöhungen zu größeren begrünten Inseln vereinigt, welche aber bei hohen Fluten des Meeres und des Stromes nicht wasserfrei waren. Das Entstehen größerer Flußarme ging hiermit Hand in Hand. Die Ausbreitung der Vegetation, namentlich der Waldungen, hat dann die Auflandung erheblich befördert. Jene größeren Gewässer haben dabei ihre Lage nicht selten geändert, ebenso wie die Arme eines Wildbachs auf seinem im Naturzustande befindlichen Schuttkegel dies tun.

Eine große Veränderung hat der Arm des Rheins erlitten, welcher etwa vor 1900 Jahren die Lage ADUL (s. Abb. 79) hatte und zur Zeit der Römer vor allen anderen Rheinarmen schiffbar war. Im Laufe von etwa eintausend Jahren ist die Strecke DUL größtenteils versandet und verschlammt, während sich der Lek, welcher vormals ein unbedeutendes Gewässer war, mehr und mehr ausgebildet hat. Eine damals viel umstrittene Abdammung, die den Rhein bei D absperrte, beförderte diesen Vorgang, außerdem erfolgte an der Westküste eine Verwehung der Mündung des geschwächten Stromes durch den Sand der Dünen. Jetzt ist die genannte Strecke ein kanalartig ausgebildetes kleines Gewässer, der Name Rhein (krummer bezw. alter Rhein) ist aber geblieben, und die ganze Gegend heißt das Rheinland.

---

[109]) Die Abbildung, woselbst die Buchstaben L, U, D, A die Lage der jetzigen Orte Leiden, Utrecht, Duurstede und Arnheim bezeichnen, ist aus Sonne: Bilder vom Rhein (Leipzig 1898) entnommen. Insofern diese kulturgeschichtlichen Bilder unter: Rhein in der Schweiz, deutscher Oberrhein und Rhein in den Niederlanden das Verhalten der fließenden Gewässer berühren, enthalten sie mancherlei Ergänzungen des in diesem Abschnitte Besprochenen.

Von anderen Deltas sei das Weichsel-Delta genannt[110]). Das berühmte Nil-Delta ist im Handbuch Kap. II, S. 112 und 115 besprochen.

44. Innere Bewegungen des fließenden Wassers. Die einzelnen Wasserteilchen oder Wasserfäden bewegen sich selbst in glatten Röhren mit gerader Achse nur bei sehr kleinen Querschnitten und geringen Geschwindigkeiten geradlinig, in der Regel verfolgen sie sowohl in Röhren, wie in anderen Wasserleitungen mannigfaltige gekrümmte Bahnen. Man sieht dies daran, daß kleine im Wasser schwebende Körper bunt durcheinander wirbeln, es sind also sogenannte innere Bewegungen des Wassers vorhanden. Weil die Wasserfäden hierbei mehr oder weniger rückläufig werden, erleidet die bewegende Kraft eine Einbuße, welche mit der jene Bewegungen verstärkenden Rauheit der Wandungen zunimmt, und hieraus hauptsächlich dürfte sich die in Art. 28 besprochene Erscheinung erklären, daß die mittleren Geschwindigkeiten in Wasserleitungen mit rauhen Wandungen unter sonst gleichen Umständen kleiner sind, als in Leitungen mit glatten Wandungen.

In fließenden Gewässern sind die obigen zarten inneren Bewegungen gleichfalls vorhanden, außerdem kommen aber noch andere vor, welche kräftiger auftreten; von diesen soll nunmehr die Rede sein.

Zuerst ist darauf hinzuweisen, wie die Krümmungen der Gewässer auf die Bewegung des Wassers einwirken. Infolge der Fliehkraft (Zentrifugalkraft) treffen viele Wasserfäden auf die einbiegenden (konkaven) Flußufer und werden von diesen abgelenkt, zum Teil ungefähr derart, wie ein auf eine schrägstehende Ebene treffender Wasserstrahl von dieser abgelenkt wird. Unter der Einwirkung des Gefälles und befördert durch die Sohlenvertiefungen, welche an den einbiegenden Ufern stets stattfinden, bilden sich daselbst spiralförmige Bewegungen des Wassers. Über die Einzelheiten dieses Vorgangs, insbesondere darüber, ob die Spiralen vorwiegend rechtsdrehend oder linksdrehend sind, walten verschiedene Ansichten ob. Nach Ansicht der Verfasser bilden sich Spiralen beiderlei Art, deren Achsen bald aufwärts, bald abwärts gerichtet sind. In Flußstrecken mit starken Gefällen zeigt sich dies bei aufmerksamem Betrachten des Wallens der Oberfläche des Wassers.[111])

Abgeschwächt pflanzen sich diese inneren Bewegungen auch in die unterhalb der Krümmungen liegenden Strecken fort. Da die fließenden Gewässer stets Krümmungen aufweisen, ergibt sich, daß die Richtungen ihrer Wasserfäden sich fortwährend ändern.

Dies scheint durch Beobachtungen mit dem hydrometrischen Flügel bestätigt zu werden, sobald man dessen Achse normal zur Richtung des Messungsquerschnitts fest einstellt (vergl. S. 111). Die Winkelgeschwindigkeiten des Flügels sind dann erheblichen Schwankungen unterworfen und die selbstschreibenden Vorrichtungen Harlachers ermöglichen eine bildliche Darstellung der entsprechenden Geschwindigkeits-Komponenten des Wassers, s. Abb. 80 [112]). Dieses ist vermutlich eine einfache Erklärung der sogenannten pulsierenden Bewegung des fließenden Wassers.

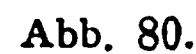
Eine eingehende Besprechung der sonstigen Ursachen der inneren Bewegungen des fließenden Wassers würde zu weit führen. Genannt mögen werden: die Lage

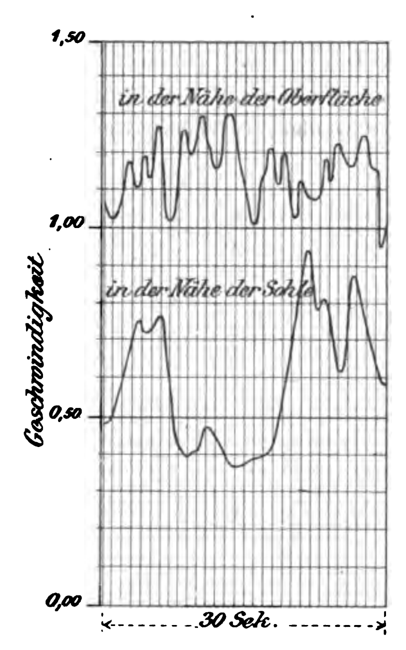
[110]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XII, S. 618.

[111]) Für die Bewegung des fließenden Wassers in Geraden und Krümmungen vergleiche Handb. Kap. XI, S. 197 ff.

[112]) Vergl. Handb. S. 155 u. 182.

der Wasserspiegellinien der Querschnitte schwach gekrümmter Strecken, welche selten eine horizontale, vielmehr bald eine ausbiegende, bald eine einbiegende ist vergl. Art. 48), denn mit solchen Lagen gehen eigenartige Querströmungen Hand in Hand, ferner die Einwirkungen seitlicher Zuflüsse mit denen die Wirkungen sich wieder vereinigender Arme der Gewässer nahe verwandt sind. Es darf auch nicht unerwähnt bleiben, daß jeder Einbau inmitten oder an der Seite des Gewässers, jeder Felsblock und dergl. innere Bewegungen des Wassers hervorruft, die sich gewöhnlich weit fortpflanzen.


Abb. 80.



Was hier hauptsächlich in Betracht kommt ist, daß die inneren Bewegungen einen Teil der lebendigen Kraft des Wassers verzehren, und daß sie um so stärker auftreten, je größer das Gefälle. Hieraus ergibt sich aber, daß infolge der genannten Bewegungen, die mittlere Durchflußgeschwindigkeit des Wassers, — bei deren Bestimmung, wie hier nochmals bemerkt werden darf, nur die in die Stromrichtung fallenden Komponenten der Geschwindigkeit in Betracht kommen, — unter den inneren Bewegungen des Wassers umsomehr leidet, je stärker das Gefälle ist.

45. Berechnung der mittleren Geschwindigkeiten und der Wassermengen[113]. Die Bewegung des Wassers ist in fließenden Gewässern vorwiegend eine ungleichförmige und diese wird in Art. 46 eingehender besprochen werden. Die Ungleichförmigkeit ist aber, wie bereits an anderer Stelle (S. 70) erwähnt, mitunter so geringfügig, daß die Gesetze über die gleichförmige Bewegung des Wassers brauchbar erscheinen. Weil es jedoch sehr umständlich ist, die ungleichförmigen Bewegungen zu berücksichtigen, geht man gewöhnlich noch einen Schritt weiter, indem man dieselben nur dann näher untersucht, wenn in einer Strecke erhebliche Änderungen der Querschnitte und der Gefälle eintreten.

Eine gleichförmige Bewegung des Wassers wird beispielsweise angenommen, wenn die mittlere Geschwindigkeit v einer Strecke in Ermangelung von Geschwindigkeitsmessungen aus dem Gefälle und den Abmessungen eines Durchflußquerschnitts so gut wie möglich bestimmt werden muß. Aus der durch Messung gefundenen Größe der Querschnittsfläche F und der berechneten mittleren Geschwindigkeit erhält man mit Hilfe der nunmehr zu besprechenden neueren Geschwindigkeitsformeln die berechnete Wassermenge $Q = Fv$.

Unsere Besprechung schließt sich an das an, was in Art. 28 über die bei Berechnung der Leitungen mit freiem Wasserspiegel benutzten Geschwindigkeitsformeln

---

[113]) Handb. (3. Aufl.) Kap. II, S. 200. — Tolkmitt. Grundlagen der Wasserbaukunst. S. 104.

gesagt ist, und wie bei den an genannter Stelle vorgeführten Formeln kann für die Bemessung des Geschwindigkeits-Koeffizienten c auch für Flüsse der Grad der Rauhheit des Betts als ausschlaggebend angesehen werden. Diese Auffassung wird von Bazin jetzt wie früher vertreten. Nachdem nun in den Jahren 1850—1860 am Mississippi und seinen Nebenflüssen sehr umfangreiche Geschwindigkeitsmessungen vorgenommen waren, wurde von Humphreys und Abbot nachgewiesen, daß bei Flüssen das Gefälle Berücksichtigung verdient, und zwar derart, daß der Geschwindigkeits-Koeffizient abnimmt, wenn das Gefälle zunimmt. Die Entstehung einer Gruppe neuer entsprechender Formeln war die weitere Folge. Etwas später machten Ganguillet und Kutter den Vorschlag, den Grad der Rauhheit und das Gefälle in die Geschwindigkeitsformeln einzuführen und gründeten hierauf eine neue Formel.

Die bei dieser Angelegenheit obwaltenden Meinungsverschiedenheiten sind übrigens nicht so groß, wie es auf den ersten Blick den Anschein hat, weil starke Gefälle im allgemeinen mit groben Sinkstoffen Hand in Hand gehen (vergl. S. 117), so daß der Grad der Rauhheit der Betten in der Regel mit dem Gefälle zunehmen wird. Andererseits nehmen auch, wie in Art. 44 nachgewiesen ist, die inneren Bewegungen des fließenden Wassers mit dem Gefälle zu, so daß der Einfluß des letzteren auf die mittlere Durchflußgeschwindigkeit nicht in Abrede zu stellen ist.

Aus der großen Zahl der von verschiedenen Fachmännern aufgestellten Geschwindigkeitsformeln sollen hier nur drei vorgeführt werden.

Bazin erachtet die Formel 29 (S. 77)

$$c = \frac{87}{1 + \frac{g}{\sqrt{r}}}$$

als ausreichend und legt den amerikanischen Beobachtungen einen nur geringen Wert bei. Für gewöhnliche fließende Gewässer setzt er, wie bereits erwähnt, $g = 1{,}30$. Für Betten, welche einen außergewöhnlichen Widerstand verursachen, also für solche, welche mit Geröllen bedeckt oder aber bewachsen sind, hat er $g = 1{,}75$ ermittelt.

Hagen hat unter Zugrundelegung der Messungen am Mississippi für Flüsse, bei welchen die hydraulische Tiefe größer als 0,47 (also rund 0,5) m ist, unter Hinweis auf die inneren Bewegungen des Wassers die Formel $v = 3{,}34 \sqrt{r} \sqrt[5]{i}$ aufgestellt. Hieraus ergibt sich

$$c = \frac{3{,}34}{\sqrt[10]{i^3}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 34.$$

Eine allgemeine Anwendbarkeit schreibt Hagen dieser Formel, soweit bekannt nicht zu. Es ist beachtenswert, daß er für Flüsse eine Formel aufstellt, welche wesentlich anders gestaltet ist, als seine auf S. 77 erwähnte Formel für Gräben und kanalartige Gewässer.

Ganguillet und Kutter bezeichneten in ihrer neuen Formel den Grad der Rauhheit mit n, außerdem führten sie das Gefälle i ein. Die Formel lautet:

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{i}\right)\frac{n}{\sqrt{r}}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 35.$$

Es wurden für n acht Klassen gebildet, fünf betreffen Gerinne und Kanäle mit befestigten Wandungen, die drei letzten Klassen betreffen hauptsächlich die Flüsse [114]) nämlich:

Klasse 6. Kanäle in Erde, Bäche und Flüsse ziemlich regelmäßig und rein.
„ 7. Desgl. teilweise steinig oder etwas Wasserpflanzen.
„ 8. Desgl. schlecht unterhalten, mit Wasserpflanzen oder Geschieben.

Der Grad der Rauhheit n wird angenommen:

bei Klasse 6 = 0,025
„ „ 7 = 0,030
„ „ 8 = 0,035.

Die Formel 35 wird zur Zeit in Deutschland von Vielen für die brauchbarste gehalten, jedenfalls ist sie in hohem Grade elastisch. Um ihre an sich zeitraubende Verwendung zu erleichtern, hat man Hilfstabellen und bildliche Darstellungen verschiedener Art bearbeitet.

Die neue Formel von Ganguillet und Kutter hat neben unbestreitbaren Vorzügen einige wunderliche Eigenschaften. Für r = 1 wird der Geschwindigkeits-Koeffizient c unabhängig vom Gefälle und $= \frac{1}{n}$. Man erhält also

für n =	0,025	0,030	0,035
sofort c =	40	33,3	28,6.

Für $i > 0,001$ wird $\frac{0,00155}{i}$ verschwindend klein, bei weiterem Wachsen von i ergibt also die Formel kein weiteres Abnehmen des Geschwindigkeits-Koeffizienten. Für $r < 1$ wird das berechnete c beim Zunehmen des Gefälles nicht kleiner, sondern größer, was sich schwerlich begründen läßt. Da nun Wasserleitungen kleine hydraulische Tiefen und (in der Regel) vergleichsweise starke Gefälle haben, dürfte es sich empfehlen, für diese nicht die neue, sondern die ältere Formel von Ganguillet und Kutter zu benutzen, was im Handbuche auch geschehen ist.

Wenn man in der neuen Formel den Wert $\frac{0,00155}{i}$ vernachlässigt und $n = 0,025$ setzt, erhält man nach Umformung

$$c = \frac{100\sqrt{r}}{0,91 + 1,6\sqrt{r}},$$

also ein Formel, welche wie die ältere, in Rede stehende Formel (s. S. 76) gebildet ist, und deren Ergebnisse von denen der letzteren, wenn man darin $b = 1,22$ setzt, für $r = 0,1$ bis $r = 1,0$ nicht erheblich abweichen. Durch eine ähnliche Umgestaltung der neuen Formel Bazins erfolgt ein für Zahlenrechnungen bequemer Ausdruck, beispielsweise bei $g = 1,30$

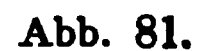
$$c = \frac{100\sqrt{r}}{1,5 + 1,15\sqrt{r}}.$$

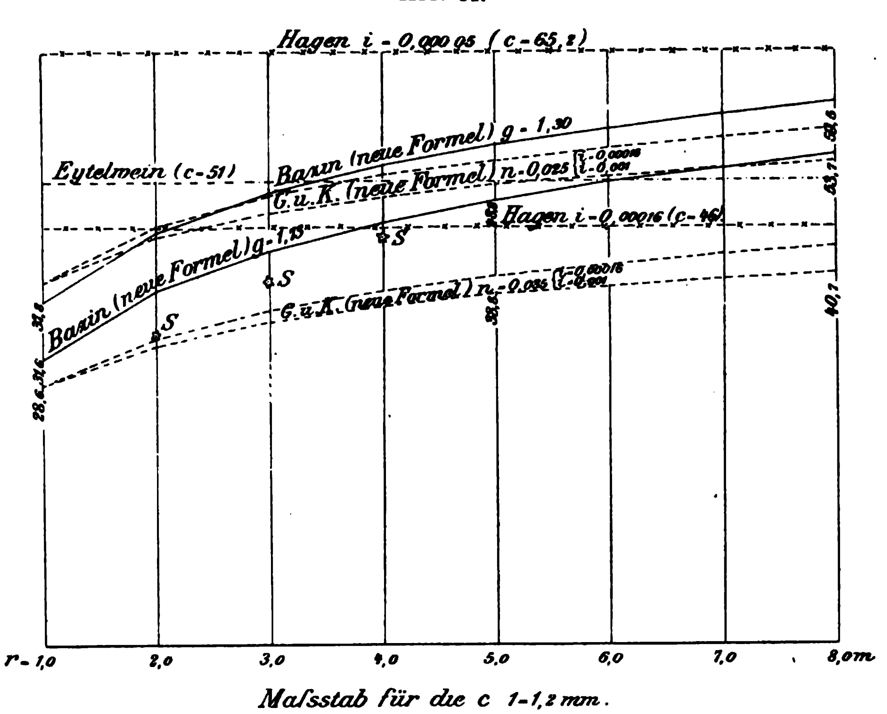
Aus dem Vorstehenden ergibt sich, daß man in der Besprechung der Geschwindigkeitsformeln etwa bei $r = 1$ eine Grenze zwischen Wasserleitungen und Flüssen ziehen kann, welche sachlich einigermaßen begründet ist, aber diese Grenze

[114]) Mitunter werden nur sechs Klassen aufgeführt, so im Handb. Kap. II, S. 202 und im Taschenb. d. Hütte, S. 249.

ist selbstverständlich keine scharfe; sie betrifft namentlich die Werte der Geschwindigkeits-Koeffizienten nicht, welche Bazin in neuerer Zeit ermittelt hat.

Einen Vergleich der Ergebnisse der vorgeführten Formeln bringt die nachstehende Tabelle und die zugehörige Abbildung 81.


Abb. 81.



Werte der Geschwindigkeits-Koeffizienten c für Flüsse bei hydraulischen Tiefen von 1,0 bis 8,0 m.

Grad der Rauhheit bezw. Gefälle	r = 1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0
1. Bazin. (Neue Formel).								
g = 1,30	37,8	45,3	49,7	52,7	55,0	56,8	58,3	59,5
g = 1,75	31,6	38,9	43,3	46,4	48,8	50,7	52,3	53,7
2. Hagen.								
i = 0,000 05	———			65,2	———			
i = 0,000 1	———			52,9	———			
i = 0,000 16	———			46,0	———			

3. Ganguillet und Kutter. (Neue Formel).

Grad der Rauhheit bezw. Gefälle	r = 1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0
n = 0,025 . . . . . . i = 0,00016	40,0	46,0	49,4	51,7	53,4	54,6	55,7	56,6
n = 0,025 . . . . . . i = 0,001	40,0	45,0	47,6	49,3	50,6	51,5	52,3	53,1
n = 0,035 . . . . . . i = 0,00016	28,6	33,8	36,9	39,0	40,6	41,8	42,9	43,8
n = 0,035 . . . . . . i = 0,001	28,6	32,9	35,5	37,2	38,8	39,4	40,1	40,7

Der Wert 0,00016 für das Gefälle i ist gewählt, weil dies der Durchschnitt der Gefälle der Flußstrecken ist, für welche Bazin g = 1,30 ermittelt hat, bei den Strecken, für welche er g = 1,75 setzt, ist das Gefälle erheblich stärker, durchschnittlich = (rund) 0,002. Aus der Tabelle ersieht man unter anderm, daß Hagens Formel für kleine Gefälle sehr große und für große Gefälle sehr kleine Werte von c ergibt. In der Abbildung ist auch die Lage des Koeffizienten Eytelweins (c = 51) beachtenswert.

Im allgemeinen kann man dem zustimmen, was Tolkmitt gelegentlich einer Besprechung der neuen Formel Bazins gesagt hat:

„Die Formel von Ganguillet und Kutter dürfte auch zukünftig noch im Gebrauch bleiben, während die neue Formel von Bazin als eine Verbesserung seiner älteren Formel dankbar zu begrüßen ist und als Ersatz der letzteren neben der Formel von Ganguillet und Kutter zur Anwendung empfohlen werden kann. Bei der Mangelhaftigkeit der Grundlagen ist es nämlich zweckmäßiger, mehrere Formeln versuchsweise anzuwenden und je nach den dabei erhaltenen Ergebnissen und den besonderen Umständen des Falles die gesuchte Größe einzuschätzen, als sich auf eine einzige Formel zu beschränken und die Ergebnisse mit großer Genauigkeit auszurechnen."

Von sonstigen Untersuchungen seien die in der preußischen Elbe angestellten erwähnt. Die betreffende Formel ist im Taschenb. der Hütte (17. Aufl.), S. 250 mitgeteilt; es muß indessen bemerkt werden, daß unter i dieser Formel die Durchschnittsgefälle der betreffenden Stromstrecke zu verstehen sind. Für die Berechnung örtlicher Geschwindigkeiten ist sie nicht bestimmt [115]).

Ausgedehnte Untersuchungen über Geschwindigkeitsberechnungen sind ferner von Siedek in neuester Zeit aufgestellt [116]). Die unten erwähnte Abhandlung von 1901 behandelt die mehr als 10 m breiten fließenden Gewässer; neu und eigentümlich ist die Einführung der Wasserspiegelbreite B in die Geschwindigkeitsformeln, nicht minder, daß zunächst ein ideales oder normales Gewässer betrachtet wird, dessen Wassermenge nebst der Breite und Tiefe stetig zunimmt, während das Gefäll stetig abnimmt. Dann entsprechen bestimmten Wasserspiegelbreiten

115) Vergl. Teubert im Zentralbl. der Bauverw. 1894, S. 221.

116) Siedek. Neue Formel zur Ermittelung der Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Strömen (Wien 1901). — Desgl. in Bächen und künstlichen Gerinnen (Wien 1903). Beides auch in Zeitschrift des österr. Ing. u. Arch. Vereins.

ganz bestimmte mittlere Tiefen t_n und bestimmte Gefälle i_n. Für die Beziehungen zwischen B und t_n ist beispielsweise auf Grund zahlreicher Messungen an Gewässern ermittelt

$$t_n = \sqrt{0{,}0175 \,.\, B - 0{,}0125}$$

ferner ist für die normale Geschwindigkeit

$$v_n = \frac{t_n \,.\, \sqrt{i_n}}{\sqrt[20]{B} \,.\, \sqrt{0{,}001}}$$

als Grundformel aufgestellt.

Behufs eines Vergleichs dieser mit der bislang üblichen Formel $v = c\sqrt{r\,i}$ oder für Flüsse $v = c\sqrt{t\,i}$, weil bei diesen mittlere Tiefe und hydraulische Tiefe sich decken (s. S. 82), kann man jener Grundformel die Form geben

$$v_n = \frac{31{,}60\,\sqrt{t_n}\,\sqrt{t_n\,i_n}}{\sqrt[20]{B}}$$

also setzen

$$c_n = \frac{31{,}60\,\sqrt{t_n}}{\sqrt[20]{B}}$$

Aus obiger Formel für t_n folgt

$$B = \frac{t_n^{\,2}}{0{,}0175} + 0{,}71$$

und man erhält

für t_n =	1	2	3	4	8 m
B =	57,8	230	515	914	3660 m
c_n =	25,8	34,0	40,1	44,9	59,3 m

Die Lage der Werte 34,0 40,1 44,9 ist in Abb. 81 durch Sternchen nebst einem S angedeutet.

Wenn man in jedem bestimmten Falle die durch Messung ermittelten Größen für B, t und i in die Grundformel einführt, erhält man für die Geschwindigkeit einen Näherungswert v_1. Weil die Grundformel nur für normale Verhältnisse Gültigkeit hat, müssen behufs Gewinnung eines genaueren Wertes die Abweichungen jener von den tatsächlichen Verhältnissen berücksichtigt werden. Dies geschieht durch angemessene Berichtigungen (Korrektionen); in der Einführung solcher als besondere Glieder auftretenden Berichtigungen beruht eine weitere Eigentümlichkeit der in Rede stehenden Formeln.

Beispielsweise wird der Differenz $t - t_n$ durch ein der Grundformel beigefügtes Glied $\frac{t - t_n}{\alpha}$ Rechnung getragen. Die auf Grund von Erfahrungen ermittelten Werte für α schwanken zwischen 1,5 bei $t = 0{,}3$ bis 0,5 m und ∞ bei t über 6,5 m. Wenn t zwischen 1,5 und 2,0 liegt, ist beispielsweise $\alpha = 4$ anzunehmen. Für $t = 1{,}680$ und $t_n = 0{,}984$ berechnet sich also jenes Glied zu $\frac{1}{4}(1{,}680 - 0{,}984) = 0{,}174$.

Die genannte Berichtigung ist aber nicht die einzige, welche Siedek ins Auge faßt; es kann aber hier auf das Weitere nicht eingegangen werden. Zur Erleichterung der Rechnungen hat derselbe Tabellen bearbeitet.

In einer zweiten Abhandlung vom Jahre 1903 behandelt der Genannte die Geschwindigkeit des Wassers in Bächen und künstlichen Gerinnen; für diese stellt er verschiedene Formeln auf, welche je nach Wasserspiegelbreite und mittlerer Tiefe Verwendung finden sollen. Er legt besonders Wert auf „starre" Formeln d. h. auf solche, bei welchen eine mehr oder weniger willkürliche Einschätzung in Klassen ausgeschlossen ist.

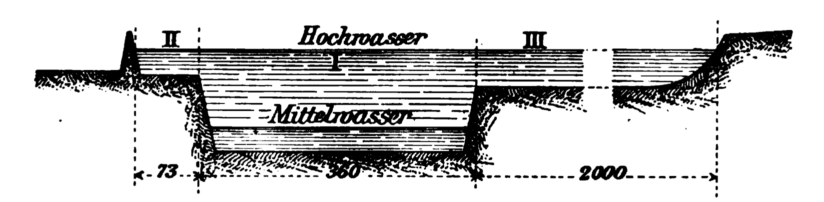
Obwohl über die Berechnung der Geschwindigkeit des fließenden Wassers bereits zahlreiche und umfangreiche Untersuchungen angestellt sind, bleibt doch noch Manches zu tun übrig. Es ist unter anderm zweifellos, daß die bei Hochwasser stattfindende Massenbewegung der Sinkstoffe einen namhaften Teil der lebendigen Kraft

des Wassers verzehrt, und es ist dementsprechend wahrscheinlich, daß die Hochwasser langsamer fließen, als die üblichen Formeln ergeben. Hierüber ist jedoch Näheres bis jetzt nicht ermittelt.

Im allgemeinen ist bei den besprochenen Berechnungen die Gewinnung genauer und unanfechtbarer Ergebnisse von vornherein ausgeschlossen.

Die schon an sich schwierige Aufgabe, aus Querschnitt und Gefälle die mittlere Geschwindigkeit und die Wassermenge eines Flusses zu berechnen, wird noch mehr verwickelt, wenn es sich um zusammengesetzte Querschnitte, also um ein Hochwasser- und ein Mittelwasserbett handelt, s. Abb. 82. Derartige Querschnitte pflegt

Abb. 82.



man je nach Umständen in Teile zu zerlegen, weil zwischen der Geschwindigkeit m Flußschlauch und den Geschwindigkeiten, welche auf den Vorländern eintreten, ein großer Unterschied ist. Eine solche scharfe Trennung ist allerdings nicht einwandsfrei, ein besserer Weg ist jedoch bis jetzt nicht gefunden. Man ermittelt für jeden Teil des Querschnitts die Fläche und den benetzten Umfang, nimmt verschiedene, geeignet erscheinende Werte von c an und führt dann die Rechnung in bekannter Weise[117]).

Wenn der Fluß weit ausladende Krümmungen hat, pflegt ein Teil des Hochwassers, den durch den Flußschlauch gegebenen Weg abkürzend, in einem „Flutbett" zu fließen und für solche Flutbetten werden, nebenbei bemerkt, oft besondere Brücken (Flutbrücken) erbaut. In solchen Fällen hat das Wasser im Flutbett ein stärkeres Gefälle als das im Flußschlauche verbleibende Wasser, was bei der Berechnung berücksichtigt werden muß.

Nun ist noch zu zeigen, wie die Wassermengen bei beliebigen Wasserständen ermittelt werden können, wenn für einige Wasserstände Messungen gemacht sind. Man erhält jene Wassermengen annähernd auf folgendem Wege, muß sich jedoch auf einen erheblichen Fehler gefaßt machen.

Bei Flüssen kann man, wie bereits erwähnt, die hydraulische Tiefe r mit genügender Genauigkeit gleich der mittleren Wassertiefe t setzen, ferner ist $v = \frac{Q}{F}$ und, wenn hier die Breite des Wasserspiegels mit b bezeichnet, $F = bt$. Durch Einführung dieser Werte in die Formel $i = \frac{v^2}{c^2 r}$ (s. S. 76) erhält man

$$i = \frac{Q^2}{b^2 t^2} \cdot \frac{1}{c^2 t} \text{ und es folgt } Q = c\,b\sqrt{i \cdot t^3} \quad \ldots\ldots \quad 36.$$

[117]) Für ein Beispiel vergl. Handb. (3. Aufl.) Anhang zu Kap. III, S. 338.

Die Wassermengen lassen sich also aus den Wassertiefen einigermaßen berechnen, wenn c, b und $\sqrt{i}$ bekannt sind.

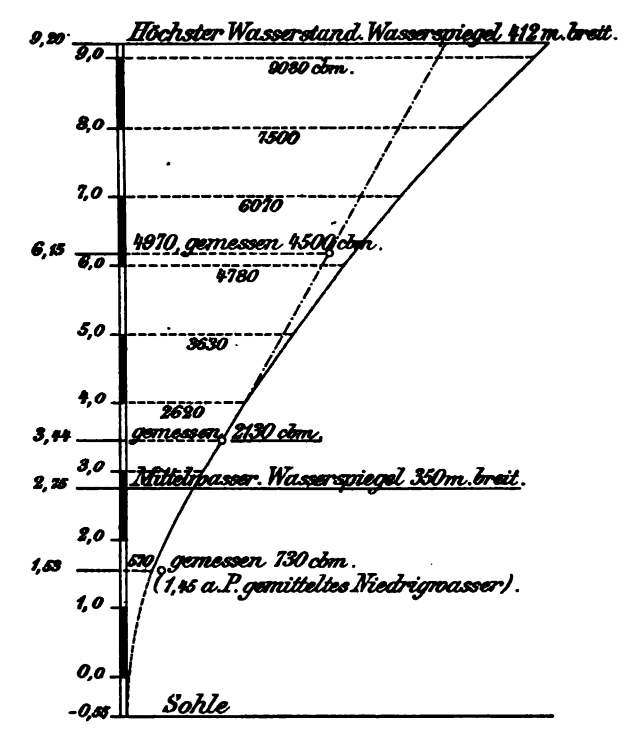
Anwendung. Mit Benutzung jener Formel ist die theoretische Wassermengenkurve für einen Rheinpegel unterhalb Coblenz versuchsweise konstruiert s. Abb. 83. Die Wasserspiegelbreiten oberhalb des Mittelwassers konnten nach Angaben im Rheinstromwerk in ziemlich zuverlässiger Weise eingeschätzt werden. Bezüglich der Wassertiefe wurde angenommen, daß die Stromsohle durchschnittlich 2 m unter gemitteltem Niedrigwasser liege. Durch Wassermessung hat man bei 3,44 m am Pegel eine Ergiebigkeit gleich 2130 **cbm/sek** gefunden, hieraus und aus der zugehörigen Breite 355 m ergab sich

$$\text{mit } c\sqrt{i} = Q : b\sqrt{t^3}$$

$$c\sqrt{i} = 0{,}75.$$

Nun ließen sich die verschiedenen Q für 4 bis 9 m a. P. leicht ermitteln. Bei 6,15 m a. P. ist die berechnete Wassermenge 4970 **cbm**, während 4500 **cbm** gemessen sind; hieraus kann man folgern, daß die sekundliche Wassermenge bei außergewöhnlichen Hochwassern nicht, wie die Wassermengenkurve ergibt, rund 9000 **cbm**, sondern erheblich kleiner sein dürfte, (9000 **cbm** pflegt man schätzungsweise anzunehmen)[118].

Abb 83.
Wassermengen 1000 **cbm** = 6 **mm**.



Bei Bildung der besprochenen Formeln sind einheitlich gestaltete Durchflußquerschnitte vorausgesetzt und nur für diese erhält man eine Wassermengenkurve von der nebenstehend dargestellten Art. Bei zusammengesetzten Querschnitten folgt der obere Teil der Kurve anderen Gesetzen, als der untere, und eine einigermaßen zutreffende Einschätzung der Hochwassermengen wird außerordentlich schwierig.

46. Ungleichförmige Bewegung des fließenden Wassers[119]. Auf S. 134 ist gesagt, daß die Bewegung des Wassers in natürlichen fließenden Gewässern in der

---

[118]) Für die Rheinstrecke zwischen Germersheim und Mannheim hat man auf Grund sorgfältiger Geschwindigkeismessungen für die innerhalb des Strombetts abfließenden Wassermengen den Ausdruck

$$Q = 223{,}5\ (t - 0{,}64)\,.\,1{,}40$$

aufgestellt; hierin ist t der Wasserstand am Pegel zu Sondernheim (Rheinstromwerk, S. 186). Dies weist darauf hin, daß der Einfluß der Wassertiefe auf die Durchflußmenge nicht so erheblich ist, wie Formel 36 angibt.

Die Gleichung einer für den Po ermittelten Wassermengenkurve findet man Zeitschr. f. Gewässerk. 1899, S. 174.

[119]) Handb. (3. Aufl.) Kap. III, S. 229, daselbst Anhang zu Kap. III, S. 332. — Tolkmitt. Grundlagen der Wasserbaukunst, S. 108.

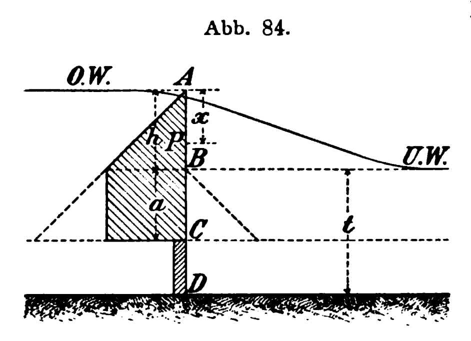
Regel eine ungleichförmige sei. Dies ergibt sich schon daraus, daß die Größen der Durchflußquerschnitte örtlichen Veränderungen unterliegen, in Krümmungen sind dieselben größer, als in den Zwischenstrecken, auch die Änderungen, denen die Gefälle bei niedrigen Wasserständen unterworfen sind (s. S. 130), nicht minder der Umstand, daß beim Anschwellen des Wassers die Geschwindigkeit zunimmt, beim Fallen desselben aber abnimmt und manches Anderes bringen es mit sich, daß in fließenden Gewässern in der Regel eine ungleichförmige Bewegung des Wassers stattfindet.

Wie bereits erwähnt ist, pflegt man aber diese Ungleichförmigkeit nur dann zu berücksichtigen, wenn bei den Geschwindigkeiten in kurzer Zeit erhebliche Änderungen eintreten. Beispielsweise trifft dies bei Wasserfällen, sowohl natürlichen, wie künstlich hergestellten, zu. In Wasserfällen ist die Schwerkraft den Reibungswiderständen weit überlegen, statt einer oberhalb des Falles vorhandenen mäßigen und gleichförmigen Geschwindigkeit tritt deshalb eine beschleunigte ein, welche am Fuße des Falles oft ein hohes Maß erreicht. Im weiteren Verlaufe und bei mäßiger Neigung des Bettes verringert sich dann die Geschwindigkeit wieder nach und nach.

Eine auffallende ungleichförmige Bewegung des Wassers beobachtet man ferner in den Strecken der Wildbäche des Hochgebirges, welche in regelmäßig gestaltete, befestigte Betten (sogen. Schalen) gebannt sind. Das starke Gefälle in Verein mit den Krümmungen solcher Betten bewirkt, daß sich das Wasser stoß- oder schußweise bewegt, die Geschwindigkeit schwankt hierbei zwischen weiten Grenzen.

Näher soll hier nur auf einen Fall der ungleichförmigen Bewegung eingegangen werden, welcher von besonderer Wichtigkeit ist: auf die bei einem sogenannten unvollkommenen Überfall eintretenden Bewegungen des Wassers. Bei einem Behälter entsteht ein unvollkommener Überfall, wenn das aus einem Einschnitt strömende Oberwasser nicht in die Luft, sondern in ein Unterwasser fließt, dessen Spiegel höher liegt, als die Unterkante des Einschnitts. Man denkt sich alsdann die ausfließende Wassermenge in zwei Teile zerlegt, für den oberen Teil AB (Abb. 84) finden die in Art. 22 besprochenen Gesetze des vollkommenen Überfalls Anwendung und in Punkt P ist die theoretische Ausflußgeschwindigkeit $= \sqrt{2gx}$. Bei dem unteren Teil BC ist zu berücksichtigen, daß unterhalb des Punktes B die Druckhöhe nicht weiter zunimmt, weil das Oberwasser daselbst einen Gegendruck vom Unterwasser erfährt. Die in der Abbildung schraffierte Druckfigur macht dies anschaulich.

Abb. 84.



Wenn es sich nicht um einen Behälter mit gleichbleibendem Wasserspiegel, sondern um ein fließendes Gewässer handelt, in welchem durch einen im Unterwasser liegenden Einbau CD ein Grundwehr gebildet ist, muß außer dem vorhin Gesagten die Geschwindigkeit des Oberwassers berücksichtigt werden. Dies geschieht dadurch, daß man statt dieser Geschwindigkeit die eine gleiche Wirkung erzeugende Geschwindigkeitshöhe $k = \frac{v^2}{2g}$ und zwar als Druckhöhe einführt. Man hat somit (siehe

Abb. 85) anzunehmen: bei A eine Druckhöhe $= k$, bei B eine Druckhöhe $= h + k$ und diese letztere auch zwischen B und C.

Wenn nun Q die über das Grundwehr abfließende Wassermenge in **cbm/sek** und b die Breite des Wehres bezeichnen, so ergibt sich, indem man die Grundgleichung

$$Q_0 = b \cdot \sqrt{2g} \int x^{1/2}\, dx$$

(s. Art. 22, S. 60) zwischen den Grenzen k und h + k integriert, die im oberen Teile des Grundwehrs abfließende theoretische Wassermenge

$$= {}^2/_3\, b \cdot \sqrt{2g} \left[(h + k^{3/2} - k^{3/2} \right]$$

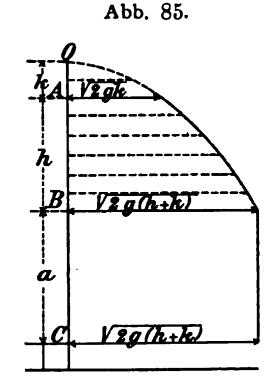
während die im unteren Teile abfließende

$$= b\, a \sqrt{2g} \cdot \sqrt{h + k} \text{ ist.}$$

Wie beim Ausfluß des Wassers aus Behältern weicht auch im vorliegenden Falle die wirkliche Ausflußmenge von der theoretischen ab, weil der Ausfluß durch mancherlei in obiger Rechnung nicht berücksichtigte Umstände beeinträchtigt wird. Es sind deshalb auch hier Ausfluß-Koeffizienten einzuführen. Der Koeffizient für den oberen Teil des Überfalls sei μ_1, der für den unteren Teil μ_2, dann ist die wirkliche Ausfluß- oder Durchflußmenge

$$Q = {}^2/_3\, \mu_1\, b \sqrt{2g} \left[(h + k)^{3/2} - k^{3/2} \right] + \mu_2\, b\, a \sqrt{2g} \sqrt{h + k} \quad \ldots \ldots \quad 37.$$

Abb. 85.



Ohne Benutzung der höheren Mathematik kann man die Ausflußmenge auf dem in Art. 22, S. 61 angegebenem Wege — also durch Berechnen der in verschiedenen Höhen vorhandenden Geschwindigkeiten, durch Auftragen der entsprechenden Geschwindigkeitslinien usw. — versinnlichen und man erhält das in Abb. 85 skizzierte Bild für die über ein Grundwehr bei einer Breite = 1 abfließende Wassermenge.

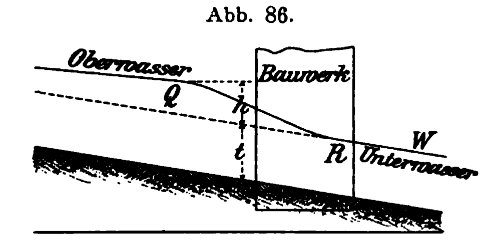
Im Vorstehenden ist die Beschränkung des Durchflußquerschnitts eines fließenden Gewässers durch einen auf der Sohle befindlichen Einbau besprochen, welcher eine Hebung oder Anstauung des natürlichen Wasserspiegels hervorruft. Eine solche Anstauung und die damit verbundene Art des Abflusses finden auch statt, wenn der Querschnitt durch seitliche Einbauten beschränkt wird. In beiden Fällen nennt man den Höhenunterschied h zwischen Oberwasser und Unterwasser die Stauhöhe. Im allgemeinen erzeugen alle den Querschnitt eines fließenden Gewässers in irgend einer Weise beschränkenden Bauwerke, unter anderm die Brücken, einen Stau, ohne deshalb Stauwerke zu sein; von letzteren wird im folgenden Abschnitt gesprochen werden. Auch natürliche Beschränkungen der genannten Art kommen vor, beispielsweise wirken die an anderer Stelle erwähnt, zwischen je zwei Krümmungen der Flüsse vorhandenen Schwellen in der angegebenen Weise; sie bilden bei sehr niedrigem Wasser vollkommene, bei anschwellendem Wasser dagegen unvollkommene Überfälle.

Aus dem Gesagten ergibt sich, daß man die Formel 37 für die Berechnung der Stauhöhen benutzen kann, wenn die sonstigen Größen gegeben sind, nicht minder zur Berechnung einer der letzteren, z. B. der Breite b, wenn eine bestimmte Stauhöhe gestattet ist; hierzu wird nachstehend ein Beispiel gegeben werden. Eine Abweichung findet insofern statt, als man bei diesen Berechnungen μ_1 und μ_2 gleich

groß annimmt[120]), ferner tritt in der Formel 37 die Wassertiefe t (Abb. 86) an die Stelle von a.

Auf einem anderen, jedoch weniger genaue Ergebnisse liefernden Wege, können die fraglichen Berechnungen vorgenommen werden, wie folgt:

Abb. 86.



Bei einer Anstauung des Wassers kommen drei Geschwindigkeiten in Betracht: die ursprüngliche Geschwindigkeit des Gewässers, die nachstehend mit v bezeichnete kleinste Geschwindigkeit des Oberwassers, welche beim Punkte Q (Abb. 86) vorhanden ist, und die im eingeschränkten Querschnitt entstehende größte Geschwindigkeit des Wassers, welche mit v_1 bezeichnet werden soll. Die letztere tritt da ein, wo das Wasser die ursprüngliche Höhenlage wieder erreicht, also beim Punkte R.

Jeder Geschwindigkeit entspricht eine bestimmte Geschwindigkeitshöhe, für die Geschwindigkeit v ist dieselbe $= \frac{v^2}{2g}$, für v_1 ist sie $= \frac{v_1^2}{2g}$ und man erhält als Stauhöhe

$$h = \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v^2}{2g} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 38.$$

In Worten: Durch Subtraktion der (kleinsten) Geschwindigkeitshöhe des uneingeschränkten, gestauten Querschnitts von der innerhalb des einschränkenden Bauwerks im ursprünglichen Wasserspiegel eintretenden (größten) Geschwindigkeitshöhe erhält man die Stauhöhe.

Falls v_1 bekannt ist, gestaltet sich die Berechnung der Stauhöhe einfach, denn bei gegebener Wassermenge Q berechnet sich für einen rechteckigen Oberwasser-Querschnitt von der Breite B und der um h vergrößerten Wassertiefe t

$$v = Q : (t + h) B \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 39.$$

Durch Einführung dieses Wertes in Formel 38 erhält man eine für h leicht aufzulösende Gleichung.

Anwendung. Die Breite B des rechteckigen Querschnitts eines Kanals, welcher eine größte Wassermenge von 4,05 cbm abzuführen hat, ist = 8,70 m bei einer Wassertiefe t = 0,8 m. Für eine Straße, welche den Kanal kreuzt, soll eine Brücke gebaut werden, die einen Stau h = 0,10 m erzeugen darf. Die lichte Weite b dieser Brücke ist zu ermitteln. Als Ausfluß-Koeffizient μ wird 0,75 angenommen.

Die in angegebener Weise geringfügig geänderte Formel 37 lautet:

$$Q = {}^2/_3\, \mu\, b \sqrt{2g}\left[(h + k)^{3/2} - k^{3/2}\right] + \mu\, b\, t \sqrt{2g}\sqrt{h + k}$$

Die maßgebende Geschwindigkeit im gestauten Oberwasser erhält man aus der Formel $Q : (t + h) B$ zu 0,517 m oder rund 0,52 m, als entsprechende Geschwindigkeitshöhe $k = \frac{v^2}{2g}$ ergibt sich 0,014.

$$h + k = 0,10 + 0,014 = 0,114$$
$$(0,114)^{3/2} - (0,014)^{3/2} = 0,0369.$$

Obige Gleichung lautet nun

$$4,05 = (0,5 \,.\, 4,43 \,.\, 0,0369 + 0,75 \,.\, 0,80 \,.\, 4,43 \sqrt{0,114}\,.\,)\, b.$$

---

[120]) Vergl. Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) S. 254 (woselbst h durch z ersetzt ist) u. S. 257.

$$\text{Hieraus folgt } b = \frac{4,05}{0,980} = 4,13 \text{ m.}$$

Wegen der Unsicherheit des Ausfluß-Koeffizienten würde man bei einer Ausführung für b etwas mehr, etwa 4,5 annehmen [121]).

Behufs Prüfung des Vorstehenden soll nunmehr die Stauhöhe mit Hülfe der Formel $h = \frac{1}{2g}(v_1^2 - v^2)$ berechnet werden.

Die größte Geschwindigkeit am unteren Ende der Brücke v ist gleich $Q : \mu\, b\, t$.

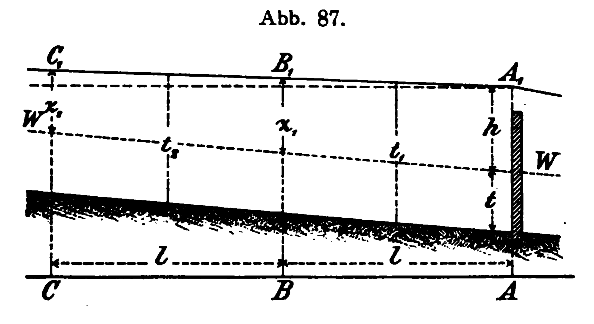
Aus $Q = 4,05$, $\mu = 0,75$, $b = 4,5$ und $t = 0,8$ ergibt sich $v_1 = 1,5$ m, v ist nach Obigem $= 0,52$, somit

$$h = \frac{1}{2g}(1,5^2 - 0,52^2) = 0,051 \,.\, 1,98 = 0,101.$$

Das ist eine sehr gute (aber nur zufällig so genaue) Übereinstimmung mit der angenommenen Stauhöhe 0,10.

47. Stauspiegel und Staukurven [122]). Im vorigen Artikel ist dargelegt, daß in jeder Einengung eines fließenden Gewässers eine beschleunigte Bewegung des Wassers eintritt und daß die beim Beginn dieser Bewegung vorhandene Geschwindigkeit kleiner als die ursprüngliche Geschwindigkeit des Gewässers ist. Jetzt ist zu untersuchen, wie sich die Geschwindigkeiten und die Lage des Wasserspiegels o b e r h a l b jener Einengungen gestalten. Hier geht die ursprüngliche Geschwindigkeit allmählich in die kleinere des durch den Stau vergrößerten Durchflußquerschnitts über, die Bewegung des Wassers ist somit eine verzögerte. Es entsteht ein sogenannter R ü c k s t a u, im Bereiche desselben ein S t a u s p i e g e l und im Höhenplane des Gewässers eine S t a u k u r v e.

Abb. 87.



Einen Einblick in die Beschaffenheit der Staukurve kann man sich auf folgende Weise verschaffen:

In Abb. 87 bezeichnet die Linie W W den ursprünglichen Wasserspiegel dessen Gefälle bekannt sei. Durch ein bei A hergestelltes Bauwerk wird die Tiefe t auf $t + h$ vergrößert. Innerhalb einer Strecke B A von mäßiger Länge darf näherungsweise eine gleichförmige Geschwindigkeit v_1 des Wassers angenommen, also das Gefälle i_1 mit Hülfe der Formel 25 (S. 76) aus $i_1 = \frac{v_1^2}{c_1^2\, r_1}$ berechnet werden. Wenn es sich um einen Fluß handelt, kann man in diese Formel die in der Mitte zwischen A u. B vorhandene Wassertiefe t_1 statt r_1 einsetzen. Die Geschwindigkeit v_1 ist wie gesagt, kleiner, als die ursprüngliche Geschwindigkeit v des Wassers, dagegen ist t_1 größer als t und der Geschwindigkeits-Koeffizient c_1 größer als das c des ungestauten Wassers; letzteres ist schon deshalb der Fall, weil c wächst, wenn die hydraulische Tiefe größer wird. Aus dem Gesagten folgt, daß das Gefälle i_1 der

[121]) Näheres über die Ausfluß-Koeffizienten wird Abschnitt VI bringen.

[122]) Handb. (3. Aufl.) Kap. III, S. 232. — T o l k m i t t. Grundlagen der Wasserbaukunst S. 113. — Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) S. 253.

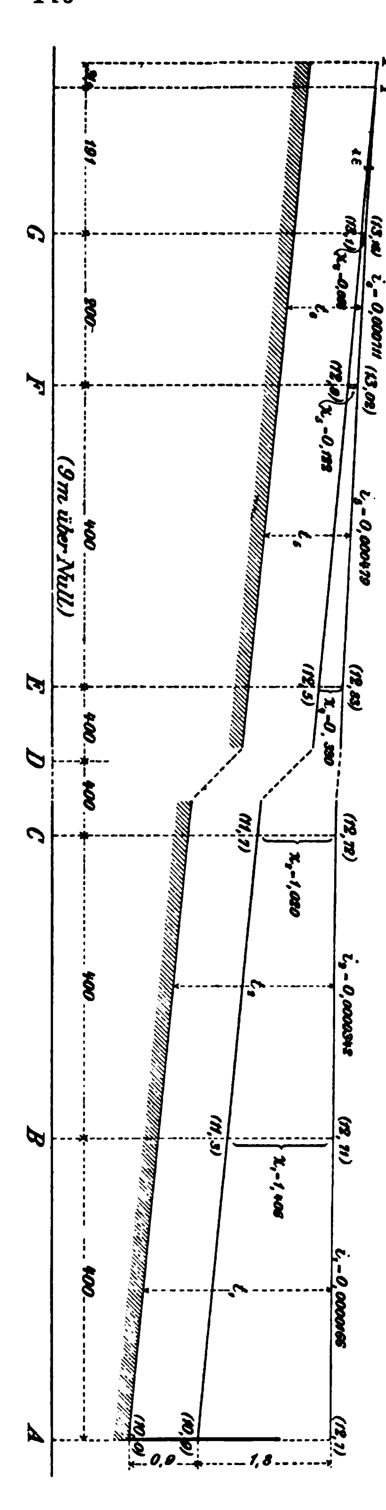


Abb. 88. Längen 1 : 10 000. Höhen 1 : 100.

Strecke B A erheblich kleiner ausfällt, als das ursprüngliche Gefälle des Gewässers, ferner, daß der Rückstau z_1 kleiner als h ist. Für die Strecke C B ergibt sich auf demselben Wege $i_2 > i_1$ und $z_2 < z_1$.

Statt der in angegebener Weise ermittelten gebrochenen Linie ist eine Kurve, die Staukurve, vorhanden. Der Stauspiegel nähert sich dem ursprünglichen Wasserspiegel allmählich und schließlich so weit, daß man den Höhenunterschied vernachlässigen darf

Die Berechnung der Gefälle i_1 i_2 . . . wird dadurch ein wenig erschwert, daß die Wassertiefen t_1 t_2 . . . von jenen Gefällen abhängig sind. Wenn man aber für i_1 i_2 . . . zunächst Näherungswerte ermittelt und die Rechnungen wiederholt, erhält man Werte welche genau genug sind. — Das nachstehende Beispiel ergibt das Nähere.

Ein breiter, von lotrechten Mauern begrenzter Fluß hat eine mittlere Wassertiefe $t = 0{,}9$ **m**. Ein bei A hergestelltes Bauwerk erzeugt einen Stau von 1,8 **m**. Es genügt einen Streifen von 1 **m** Breite zu betrachten. Im ursprünglichen Zustande des Flusses sei für diesen Streifen $Q = 0{,}81$ **cbm**, $F = 0{,}9$ **qm** und $v = 0{,}9$ **m**. Aus $c = 30$ und $i = \frac{v^2}{c^2 r}$ erhält man 0,001 als das ursprüngliche Gefälle i.

Die Werte für c sind folgendermaßen eingeschätzt:

bis zum Punkte	E	(Abb. 88)	= 30
in der Strecke	ED		= 35
„ „ „	DC		= 40
„ „ „	CB		= 45
„ „ „	BA		= 50

Bei den nachstehenden Berechnungen ist in der Strecke B A der Stauspiegel zunächst horizontal angenommen, dann wurden mit Hülfe eines hieraus sich ergebenden Näherungswertes für i_1, das t_1, ferner v_1 und i_1 berichtigt. — Für jede der übrigen Strecken ist zunächst das Gefälle der benachbarten als Näherungswert eingeführt, im übrigen wurde, wie vorhin angegeben, verfahren.

Berechnung.

Strecke BA. Nimmt man $t_1 = (0,9+1,8) - 0,2 = 2,5$ m an, so ist $F_1 = 2,5$ qm $v_1 = \frac{0,81}{2,5} = 0,324$ m, $c = 50$ und $r_1 = 2,5$ m.

Hieraus ergibt sich näherungsweise

$$i_1 = \frac{v^2}{c^2 \cdot r} = 0,0000168.$$

Mithin berichtigt: $t_1 = 2,5 + 200 \cdot 0,0000168 = 2,503$ m

$$v_1 = \frac{0,81}{2,503} = 0,323 \text{ m und}$$

$$i_1 = \frac{0,323^2}{50^2 \cdot 2,503} = 0,0000166.$$

Daher $z_1 = 1,8 - 0,4 + 400 \cdot 0,0000166 = 1,407$ m.

Strecke CB. Nimmt man $t_2 = z_1 + 0,2 - 0,9 + 200 \cdot 0,0000166 = 2,11$ m, so ist $F_2 = 2,11$ qm, $v_2 = \frac{0,81}{2,11} = 0,384$ m, $c = 45$ und $r_2 = 2,11$ m.

Hieraus ergibt sich näherungsweise

$$i_2 = \frac{v^2}{c^2 \cdot r} = 0,0000345.$$

Mithin berichtigt:

$$t_2 = z_1 - 0,2 + 0,9 + 200 \cdot 0,0000345 = 2,113 \text{ m}$$

$$v_2 = \frac{0,81}{2,113} = 0,383 \text{ m und}$$

$$i_2 = \frac{0,383^2}{45^2 \cdot 2,113} = 0,0000342.$$

Daher $z_2 = z_1 - 0,4 + 400 \cdot 0,0000342 = 1,020$ m.

Fortsetzung dieser Rechnung hat Folgendes ergeben:

Strecke DC $i_3 = 0,0000781$ $z_3 = 0,652$ m
Strecke ED $i_4 = 0,000197$ $z_4 = 0,330$ m
Strecke FE $i_5 = 0,000479$ $z_5 = 0,122$ m.

Die wesentlichen Ergebnisse der Rechnung sind in Abb. 88 zusammengestellt.

Bei dem Vorstehenden ist angenommen, daß die Breite des Gewässers eine durchweg gleichbleibende sei, in Wirklichkeit ist dies sehr selten der Fall. Es ist zwar zeitraubend, aber nicht schwer, eine Rechnung der angegebenen Art auch dann durchzuführen, wenn die Veränderungen, denen die natürlichen Durchflußquerschnitte und die Breiten der Wasserspiegel infolge des Rückstaues unterliegen, berücksichtigt sein wollen.

Theoretische Untersuchungen über Staukurven sind oft angestellt. Das Ergebnis einer älteren Theorie Rühlmanns bringt das Taschenbuch der Hütte an der in Anm. 122 angegebenen Stelle. Die Zahlenwerte der obigen Rechnung und diejenigen, welche die Hilfstabelle der Hütte für denselben Fall liefert, vergleichen sich, wie folgt:

	Rechnung	Mittels der Tabelle
Rückstau bei B	1,407 m	1,422 m
„ „ C	1,020 „	1,044 „
„ „ D	0,652 „	0,702 „
„ „ E	0,330 „	0,405 „
„ „ F	0,122 „	0,180 „

Man sieht, daß die genannte Theorie höhere Werte ergibt als unsere Rechnung, namentlich in größerer Entfernung von dem stauenden Bauwerk. Der Grund liegt hauptsächlich darin, daß bei der Ersteren ein unverändliches c angenommen ist. In vorliegendem Falle ist dies aber nicht zulässig, bei geringen Stauhöhen und mäßigen Gefällen kann es angehen.

Die von Tolkmitt aufgestellte Theorie der Staukurven berücksichtigt die Änderungen der Wasserspiegelbreiten unter der Annahme, das die Durchflußquerschnitte parabolisch gestaltet seien. Auch bei dieser Theorie bleibt die Änderung des Geschwindigkeits-Koeffizienten c unberücksichtigt. Tolkmitt nennt eine stückweise Berechnung der Staukurven ein zwar etwas umständliches, aber allgemein anwendbares Verfahren.

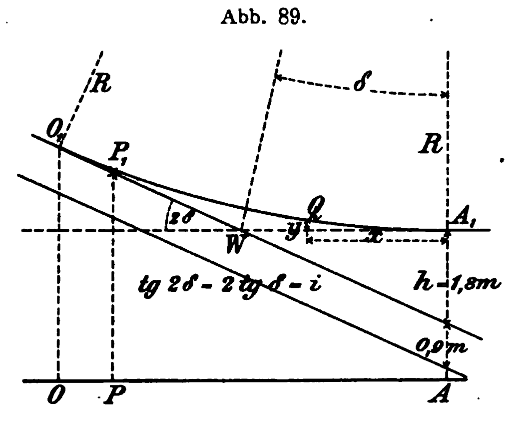
Es ist nun noch eine Bemerkung über die Stauweite, also über den Abstand zwischen Anfang und Ende des Staues, zu machen. Theoretisch ist die Stauweite unendlich groß, weil die Staukurve sich dem ungestauten Wasserspiegel asymptotisch anschliesst.

In Wirklichkeit nimmt man aber den Beginn des Rückstaues da an, wo derselbe sehr klein ist und etwa ein Hundertstel der Wassertiefe beträgt. Hiernach ist für das obige Beispiel die Stauweite zu 2391 m ermittelt, während sich nach dem Taschenbuch der Hütte rund 3000 m ergeben.

Ein Vergleich der Staukurve mit einem Kreisbogen hat sich im vorliegenden Falle folgendermaßen gestaltet:

Wenn der halbe Centriwinkel des Kreisbogens $A_1 O_1$ (Abb. 89) mit δ bezeichnet wird, so ist genau genug $\operatorname{tg} \delta = \frac{1}{2} i$, also hier $= \frac{1}{2000}$, die geometrischen Tangenten $O_1 W$ und $W A_1$ sind je 1800 m und der Halbmesser R ist $1800 \cdot 2000 = 3\,600\,000$ m lang. Bei Berechnung des Abstandes der Bogenpunkte Q von den geometrischen Tangenten darf man den Kreisbogen durch eine Parabel ersetzen, somit $y = \frac{x^2}{2R}$ und $x = \sqrt{2Ry}$ annehmen (Das besprochene Verfahren ist — nebenbei bemerkt — auch bei Berechnung der Kurvenpunkte für Eisenbahnlinien nicht selten am Platze.)

Abb. 89.



Bei Ausführung dieser Rechnungen findet man, daß der Unterschied zwischen den ermittelten Werten und denjenigen, welche die Hülfstabelle der Hütte liefert, in der Nähe des stauenden Bauwerks gering, in größeren Entfernungen aber erheblich ist. — Bei Einschätzung der Stauweite nimmt man auch im vorliegenden Falle den Abstand des Punktes P_1 von $O_1 W$ zu $\frac{0{,}9}{100} = 0{,}009$ m an und findet $O_1 P_1 = \sqrt{2 \cdot 3\,600\,000 \cdot 0{,}009} =$ (rund) 250 m. Da O A (genau genug) $= 3600$ m, erhält man als einen Näherungswert der Stauweite $3600 - 250 = 3350$ m.

Unter Umständen ist es zulässig, von einer Untersuchung der Staukurve ganz abzusehen und eine durch den obersten Punkt der Stauhöhe gelegte Horizontale $A_1 W$ (Abb. 89) an ihre Stelle zu setzen. Von einem solchen sogenannten hydrostatischen Stau wird in Art. 56 weiter die Rede sein.

Unanfechtbare Berechnungen des Rückstaus sind von vornherein schon deshalb ausgeschlossen, weil die Geschwindigkeits-Koeffizienten nicht genau bekannt sind. Für den Rückstau an einer bestimmten Stelle kann man nur eine obere und eine untere Grenze in zuverlässiger Weise angeben, was bei verwandten Rechnungen nicht selten der Fall ist. Man vergleiche hierzu die Bemerkungen auf S. 100.

In den Artikeln 46 und 47 konnte wenig mehr als eine Einleitung in die Lehre von der ungleichförmigen Bewegung des Wassers gegeben werden. Manche für den Flußbau wichtige, aber verwickelte Fragen mußten unerörtert bleiben; einige solcher Punkte mögen hier wenigstens angedeutet werden.

Die ungleichförmige Bewegung mit wachsender Geschwindigkeit findet sich sehr ausgeprägt an solchen Stellen, wo die Sohle des Gewässers stufenartig abfällt. An diesen Stellen entstehen sogenannte Senkungskurven; sie sind zuerst von Tolkmitt wissenschaftlich untersucht[123]). Ferner ist zu beachten, daß das in Art. 46 Besprochene nur die Beschränkung des Durchflußquerschnitts durch ein Bauwerk von geringer Länge betrifft. Die Geschwindigkeiten, welche bei mäßig langen Einschränkungen und bei solchen von sehr großer Länge eintreten, sodann dasselbe bei Erweiterungen des Querschnitts erfordern besondere Untersuchungen, wie solche u. a. von Lely in Rivieren en rivierwerken angestellt sind.

48. Die Hochwasser[124]). Von den Hochwassern ist bereits an verschiedenen Stellen die Rede gewesen. In Artikel 37 wurden die wichtigsten Hochwasserstände (der bekannte höchste Wasserstand und der bekannte höchste, eisfreie Wasserstand) namhaft gemacht. Die große Schleppkraft des Hochwassers, welche eine massenhafte Sinkstoffbewegung zur Folge hat, ist in Art. 40 hervorgehoben. Einige Angaben über Hochwassermengen sind in den Artikeln 42 und 43 gemacht, ebendaselbst ist auch die Einwirkung der Hochwasser auf die Umbildung der Flußbetten erörtert, während in Art. 45 bei Vorführung einer Wassermengenkurve die Einschätzung der Hochwassermengen besprochen ist.

Bei näherem Eingehen auf die Sache ist zunächst an die Entstehung der Hochwasser zu erinnern.

Bei mäßigen Wasserständen haben, wie bereits erwähnt, die Tagewasser oft nur geringen Einfluß auf die Speisung der fließenden Gewässer, das ändert sich aber, wenn — namentlich im Gebirge — lang andauernde und starke Regengüsse eintreten, besonders aber dann, wenn ein rasch einfallendes, von Regen begleitetes Tauwetter ansehnlichen Schneefällen folgt. Dann strömt das Regen- und Schmelzwasser, durch Versickerung und Verdunstung nur wenig vermindert, als Tagewasser den Betten der Gewässer massenhaft zu. Wenn sich dieser Vorgang über ein größeres Gebiet erstreckt, entsteht ein Hochwasser und zwar in kurzer Zeit stark anschwellend. Der Rückgang der Anschwellungen pflegt mehr Zeit zu erfordern, als ihre Entstehung. In den Wasserstandskurven treten deshalb die Hochwasser mit einer linksseitig steilen, rechtsseitig aber weniger steilen Abdachung auf (vergl. Abb. 91 weiter unten). Bei-

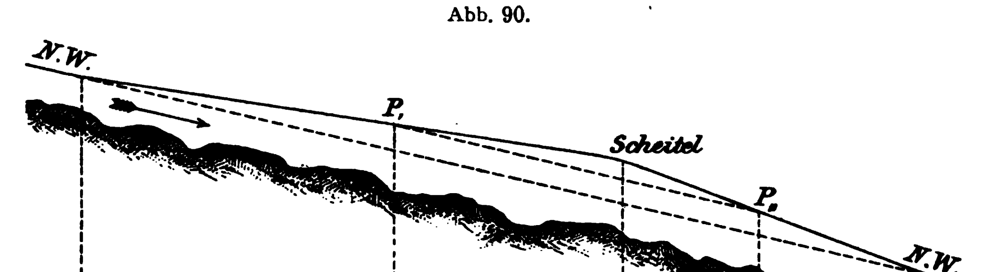
[123]) Handb. (3. Aufl.) Kap. III, S. 239. — Tolkmitt. Grundlagen der Wasserbaukunst S. 121.

[124]) Handb. Kap. II, § 9 (Wechsel der Wasserstände). Kap. XI, § 11 (Hochwasser.) — Tolkmitt. a. a. O. S. 128 (Hochwasserwellen).

spielsweise braucht ein Neckar-Hochwasser unterhalb der Mündung der Jagst zum Anschwellen 1 bis 2, zum Niedergange 2 bis 3 Tage.

Hiermit hängt der Höhenplan der Hochwasser zusammen. Dem höchsten Stande der Anschwellung entspricht im Höhenplan des Wasserspiegels ein Scheitel und unterhalb des Scheitels ist das Gefälle stärker als oberhalb desselben (Abb. 90). Dies ist die stets wiederkehrende Form der sogenannten Hochwasser-

Abb. 90.



welle und eine Verwandtschaft dieser Welle mit den im siebenten Abschnitte zu besprechenden Flutwellen der Mündungsgebiete ist unverkennbar. Bei beiden ist die Scheitelgeschwindigkeit, also die Geschwindigkeit des Fortschreitens des höchsten Punktes der Welle, von der Geschwindigkeit der Strömung erheblich verschieden. Tolkmitt hat hierüber eine Theorie mit folgendem Ergebnis aufgestellt: „Die Anschwellungen in Flüssen schreiten mit einer Geschwindigkeit fort, welche um ein Drittel größer, als die Geschwindigkeit des fließenden Wassers ist".

Größeren Wert hat die Beobachtung der Scheitelgeschwindigkeit; einige bezügliche Erfahrungen mögen hier beispielsweise Platz finden: Im Rhein zwischen Neckar und Mosel braucht der Scheitel der Hochwasserwellen durchschnittlich 11 Minuten für das Kilometer, im Neckar zwischen Offenau und Heidelberg 6,5 Minuten, in der Mosel unterhalb Trier 7 Minuten und in einer oberhalb Diez liegenden Strecke der Lahn 9 Minuten u. s. w. In der bei Waldshut beginnenden Rheinstrecke hat man beobachtet, daß daselbst das Vorrücken des Scheitels der Hochwasserwelle abhängig von ihrer Höhe ist, so zwar, daß mit zunehmender Höhe der Welle das Vorrücken sich verlangsamt.

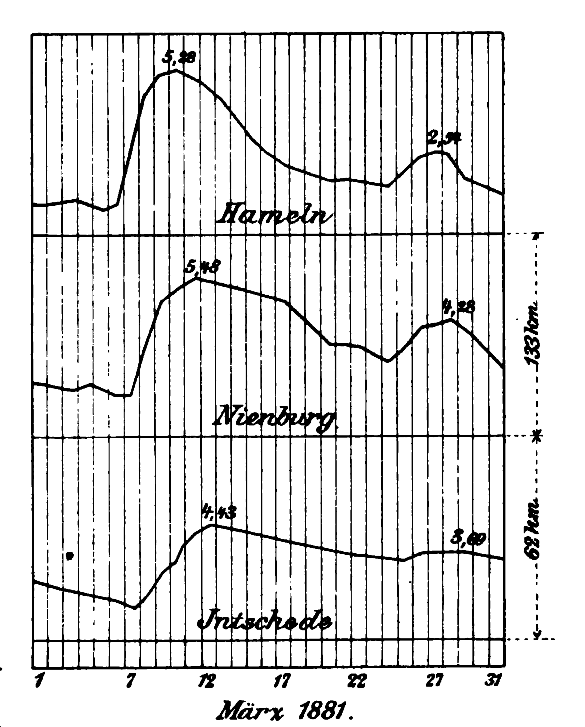
Die Gestalt der Hochwasserwellen erklärt sich zum Teil daraus, daß massenhaften Niederschlägen sehr oft länger andauernde, aber weniger starke folgen, es wirken jedoch mancherlei andere Umstände mit. Wesentlich ist der Vorgang beim Zusammentreffen des rasch fließenden Hochwassers mit dem langsamer fließenden niedrigen Wasser. Hierbei wird das letztere gestaucht und der Hochwasserwelle einverleibt.

Daraus, daß das Gefälle des Hochwassers unterhalb des Scheitels der Welle stärker ist als oberhalb, folgt, daß bei gleichen Anschwellungshöhen (vergl. Abb. 90) die Geschwindigkeit des anschwellenden Wassers größer ist, als die des fallenden, und weiter, daß die Länge der stromabwärts fortschreitenden Welle mehr und mehr zunimmt. Dies hat aber eine Verminderung ihrer Höhe zur Folge: Die Hochwasser-

welle verflacht mehr und mehr, je weiter sie kommt. Der Umstand, daß die Hochwasser stromabwärts oft vergrößerte Durchflußquerschnitte vorfinden, befördert die Verflachung.

Diese Erscheinung ist auch für den Verlauf der Hochwasser des Rheins von Bedeutung. Die oberrheinische Hochwasserwelle bedingt die Hochwasser nur bis Mannheim, unterhalb dieser Stadt nimmt ihre Verflachung rasch zu, bei Cöln ist die Welle nur schwer zu erkennen. Beispielsweise blieben in den Jahren 1852 und 1876 zwei Anschwellungen des Oberrheins, welche bei Kehl bezw. bei Waldshut den bekannten höchsten Stand erreichten, bei Cöln noch 64 bezw. 63 cm unter demjenigen Stande, welcher erst den Beginn der Hochwasser bezeichnet.

Abb. 91. Höhen 1 : 250.



Man vergleiche auch Abb. 91[125]), welche für die Hochwasser der Weser vom März 1881 die Wasserstandskurven bei Hameln, Nienburg und Intschede (einem Orte in der Gegend der Allermündung) darstellt, namentlich zwischen Nienburg und Intschede ist die Verminderung der Anschwellungshöhe erheblich.

Es darf auch nicht unerwähnt bleiben, daß die Hochwasser die Form des Wasserspiegels in der Quere beeinflussen und zwar derart, daß bei anschwellendem Wasser eine Wölbung nach oben eintritt, während der Spiegel bei fallendem Wasser sich nach unten durchschlägt.

Wenn an der Mündung eines Nebenflusses in einen Hauptfluß deren Hochwasserwellen zusammentreffen, wird die Welle des Hauptflusses durch die Welle des Nebenflusses verstärkt. Gewöhnlich ist dann entweder eine der beiden Wellen nur unbedeutend oder es erreichen, wenn dies nicht der Fall, die Wellenscheitel die Mündung nicht zu gleicher Zeit. Unter solchen Umständen wird die Höhe der Hochwasserwelle des Hauptflusses nur wenig beeinflußt, aber ihre Länge, also auch die Dauer des Hochwassers wird vergrößert. Wenn aber der seltene Fall eintritt, daß die Scheitel zweier bedeutenden Wellen zusammentreffen, entstehen ungewöhnlich hohe Anschwellungen. Daß während eines Hochwassers ein solches Zusammentreffen an drei oder mehr Mündungen stattgefunden hätte, ist wohl bis jetzt noch nicht beobachtet.

[125]) In Franzius: Der Wasserbau im Handb. der Baukunde (S. 178) befindet sich eine größere, hier benutzte Abbildung, welche den Verlauf der Weserhochwasser des Winters 1881 unter Berücksichtigung der Hochwasser der Nebenflüsse erschöpfend vorführt.

Auch durch Eisbildung werden die Hochwasserstände stark beeinflußt. Der Eisgang tritt in den einzelnen Strecken der Flüsse in der Regel nicht gleichzeitig ein. Wenn nun in einer stromaufwärts liegenden Strecke Eisgang stattfindet, während weiter unterhalb noch Eisstand vorhanden ist, erreichen die treibenden Schollen die widerstandsfähige Eisdecke, sammeln sich an dieser an, werden auch in den verschiedensten Stellungen aufgerichtet und beengen so den Durchflußquerschnitt, während sie sich zum Teil hoch über die Eisdecke erheben. Aus einer solchen Eisversetzung kann sich dann unter ungünstigen Umständen eine Eisstopfung, verbunden mit einer sehr weit gehenden Schmälerung des Wasserquerschnittes, entwickeln.

Die Folge ist eine Anstauung der Hochwasser zu einer Höhe, welche mitunter die größten eisfreien Höhen des Wassers weit überschreitet. Das ist bei uns früher häufiger der Fall gewesen, als in neuerer Zeit, weil die frühere unregelmäßige Gestaltung der Durchflußquerschnitte das Entstehen von Eisstopfungen sehr begünstigt hat. Am Neckar und am Main bewirkten beispielsweise die Eisstopfungen des Jahres 1784 ungemein hohe und verheerende Wasserstände, in Heidelberg haben die letzteren einen Einsturz der Neckarbrücke verursacht.

Der Weg, welchen die Hochwasser nehmen, ist in einheitlich gestalteten, von hohen Ufern begrenzten Betten im großen und ganzen kein anderer, als der Weg des Mittelwassers. Wenn aber ein Hochwasser- und ein Mittelwasserbett, also ein sogen. zusammengesetzter Durchflußquerschnitt, vorhanden ist, und wenn das Mittelwasserbett erhebliche Krümmungen hat, findet, wie auf S. 140 bereits erwähnt wurde, eine Spaltung des Hochwassers statt, ein Teil desselben behält das Mittelwasserbett bei, während ein anderer und mitunter der größere Teil, die Krümmungen desselben abschneidend, einen kürzeren Weg einschlägt. Eine künstliche Verminderung der Länge des Mittelwasserbetts hat deshalb auf den Weg, welchen die Hochwasserwelle zurücklegt, also auch auf das Maß ihrer Verflachung, einen sehr großen Einfluß nicht, oder mit anderen Worten: jene Verkürzungen steigern stromabwärts wohl die mäßigen Anschwellungen, welche innerhalb des Mittelwasserbetts bleiben; die außergewöhnlichen Hochwasser aber in erheblich geringerem, bis jetzt noch nicht gemessenem Grade.

Die Jahreszeiten, in welchen die Hochwasser vorzugsweise auftreten, sind verschieden, sie sind bei den ruhigen Flüssen des Hügel- und Flachlandes andere, als bei den wilden Gewässern der Gebirge, namentlich der Hochgebirge. In den ersteren bringen in der Regel nur der Herbst und der Winter bedeutende Hochwasser, während im Gebirge oft Sommerhochwasser vorkommen. Bei starken Regengüssen treten daselbst stets Hochwasser ein, weil die begrünten Talsohlen verhältnismäßig schmal und die Tallehnen steil sind. Im Hochgebirge kommt hinzu, daß die Sommerwärme und der oft heiße Föhnwind große Massen Schnees zum Schmelzen bringen. Da namentlich die Sommerhochwasser der Landwirtschaft großen Schaden zufügen, so sind es hauptsächlich die Gebirgsgegenden, welche zu klagen haben.

Daß Überschwemmungen große Schäden verursachen, ist unverkennbar, es darf aber nicht unerwähnt bleiben, daß die Winterüberschwemmungen nicht selten Nutzen bringen, weil die Hochwasser erhebliche Mengen erdiger Bestandteile mit sich führen, von welchen sich auf den Niederungen ein großer Teil ablagert. Chemische Untersuchungen dieser Bestandteile haben ergeben, daß sie eine ansehnliche Menge düngender Stoffe enthalten. Beispielsweise sei folgendes angeführt: Die Loire führte bei Tours auf 1 cbm Wasser 60—467 Gramm Sinkstoffe. Der Schlamm, den dieser

Fluß im Jahre 1866 im Tale bei Orleans zurückließ, enthielt in einem **cbm** 5 **kg** Stickstoff und 3 **kg** Phosphorsäure mit einem Werte von etwa 10 Mark; bei einer Lage von 5 **mm** Dicke würde jedes Hektar des Bodens um 480 Mark verbessert sein [126]).

Die üblichen hochwasserfreien Deiche der Niederungen haben somit, aber auch aus anderen, hier nicht näher zu besprechenden Gründen, erhebliche Ubelstände. Wie nützlich die Düngung des Bodens durch den Schlick der Hochwasser ist, erhellt auch daraus, daß die zwischen den hochwasserfreien Deichen und dem Flusse liegenden und zum Teil nur durch niedrige Deiche (Sommerdeiche) beschützten Gelände oft wertvoller sind, als die innerhalb jener Deiche liegenden.

Einige Punkte, welche die Hochwasser betreffen, können hier nur angedeutet werden. Hierher gehören: die Hochwassererscheinungen bei den einzelnen Flüssen, welche eine Folge der geographischen Lage und der Bodengestalt der Stromgebiete sind [127]), sodann die im Laufe der Jahrhunderte an manchen Stellen eingetretene Steigerung der Hochwasser und die mancherlei Mittel, welche die Bekämpfung der Hochwasser sowie die Milderung der Hochwasserschäden bezwecken und teils vorgeschlagen, teils angewendet sind [128]).

---

[126]) Näheres s. Handb. (3. Aufl.) Kap. IX, S. 41.
[127]) Handb. Kap. XI, S. 208.
[128]) Handb. Kap. XII, S. 657.

Sechster Abschnitt.

Stauwerke.

49. Allgemeines. Hauptarten. Bei den auf S. 143 vorläufig erwähnten Stauwerken kann man drei Hauptarten unterscheiden. Eine Hauptart, die Talsperren, wurde in Anschluß an die Besprechung der Sammelbecken (Art. 17) bereits vorgeführt. Die beiden anderen Hauptarten von Bauwerken, welche quer durch die Wasserläufe gelegt einen Stau erzeugen, sind die Wehre und die Schleusen. Während bei den Talsperren die Kronen wasserfrei liegen, ist dies bei den Wehren nicht der Fall; sie werden teils überströmt, teils durchströmt. Die Wasseransammlungen, welche durch die Wehre gebildet werden, sind nie Selbstzweck, ein Teil des aufgestauten Wassers hat vielmehr irgend eine Verwendung. Hieraus folgt, daß mit den Wehren stets Abzweigungen in Verbindung stehen, welche das gesammelte Wasser den Verbrauchsstellen zuführen, und es müssen Einrichtungen getroffen werden, welche die gewonnenen Wassermengen den Anforderungen des Verbrauchs entsprechend regeln. Außerdem ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Hochwasser einen größeren Durchflußquerschnitt beanspruchen als niedrige und mittlere Wasserstände. Diesen und mancherlei anderen Zwecken dienen die Schleusen.

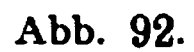
Schleusen sind im allgemeinen Bauwerke, welche zwei in verschiedener Höhe liegende Wasserspiegel durch eine verschließbare Öffnung miteinander verbinden. In Art. 17, S. 40 hat sich bereits Gelegenheit gefunden, zwei Beispiele namhaft zu machen: die Ablaßschleuse und den Grundablaß in der Staumauer des Alfeld-Sammelbeckens und in Art. 25, S. 68 ist gelegentlich der Besprechung der Wassermesser eine Einlaßschleuse erwähnt.

Die Schleusen können aber in dem vorliegenden Abschnitte nicht vollständig besprochen werden und zwar namentlich deshalb, weil eine gründliche Erörterung erst möglich ist, wenn auf die Abschnitte VII und VIII Bezug genommen werden kann. Die eingehendere Besprechung ist dem X. Abschnitt vorbehalten, es wird sich also im Nachstehenden vorzugsweise um die Wehre und um die allgemeine Anordnung einfacher Schleusen handeln. Eine kurze Erörterung der Kanalisierung der Flüsse steht in so nahem Zusammenhange mit den vorgenannten Besprechungen, daß auch diese hier Platz finden darf.

Bei der Reihenfolge, in welcher die genannten Gegenstände vorgeführt werden, ist besonderer Wert auf ihre geschichtliche Entwickelung gelegt. Es ist zwar auch bei zahlreichen anderen Werken des Ingenieurwesens lehrreich, diese Entwickelung zu verfolgen, aber nicht in dem hohen Grade, wie es bei den Stauwerken der Fall ist.

Für den **Zweck und die Verwendung der Wehre und Schleusen** gilt im wesentlichen dasselbe, was auf S. 36 über die Verwendung der Sammelbecken gesagt ist, aber hier sind die Verwendungen in anderer Reihenfolge zu nennen. In früherer Zeit war die Gewinnung einer größeren Fallhöhe für Wasserräder, wobei nicht selten auch eine zeitweilige Aufspeicherung der Wassermenge erzielt wurde, der Zweck der meisten Wehre. Auch die behufs der Flößerei hergestellten Stauwerke sind uralt. Ferner sind für Bewässerungszwecke Wehre, in deren Oberwasser Kanäle abzweigen, schon seit langer Zeit angelegt. Wehre und Schleusen, welche zu Zwecken der Schiffahrt hergestellt werden, gehören der neueren Zeit an.

Die verschiedenen Verwendungen des Wassers stehen sich nicht selten feindlich gegenüber, insbesondere ist dies bei der Industrie und der Landwirtschaft, ferner bei der Industrie und der Flößerei der Fall. Die hieraus erwachsenden Schwierigkeiten sind um so schwerer zu beseitigen, je größer das fließende Gewässer ist, in welchem Stauwerke hergestellt werden. Dieselben pflegen in Bächen mit kräftigen Gefällen in großer Zahl unbeanstandet Platz zu finden, bei Anlagen in Flüssen von mäßiger Größe lassen sich die Schwierigkeiten in der Regel überwinden, in Strömen findet man Stauwerke bis jetzt noch nicht.


Abb. 92.



Die Bezeichnungen, welche bei den Stauwerken vorkommen, sind größtenteils aus früheren Besprechungen bekannt; so die Bezeichnungen Oberwasser und Unterwasser; der Übergang vom Oberwasser zum Unterwasser wird durch das Fallwasser bewerkstelligt. Dies ist eine von L. Franzius empfohlene zutreffende Bezeichnung. Auch von der Stauhöhe ist schon die Rede gewesen. Oberhalb des Stauwerks befindet sich der von der Staukurve begrenzte Stauspiegel, hier findet ein Rückstau statt und die Stauhöhen nehmen mehr und mehr ab, bis die Grenze des Staus erreicht ist. Man vergleiche hierzu Abb. 92 und Abb. 88 in Art. 47.

50. Arten und Wirkung der Wehre. Zunächst ist der Unterschied zwischen Überfallwehr und Grundwehr in Erinnerung zu bringen. Ein Überfallwehr ist vorhanden, wenn dessen Krone höher, ein Grundwehr aber, wenn die Krone tiefer als das Unterwasser liegt.

Eingehender ist die Teilung der Wehre in feste und bewegliche zu besprechen. Wehre, welche in ihrer ganzen Erstreckung fest wären, sind übrigens ziemlich selten, in der Regel werden schon der Abführung des Hochwassers wegen einzelne Teile der festen Wehre beweglich hergestellt, ohne daß die letzteren deshalb ihren Namen

verlieren. Anderseits haben die beweglichen Wehre in ihrer Sohle und an den Seiten stets feste Teile.

Die gewöhnlich vorkommenden Arten der festen Wehre ergeben sich aus dem vorzugsweise verwendeten Baustoff: Holz und Stein.

Von den zahlreichen Arten der bei beweglichen Wehren vorkommenden Verschlußvorrichtungen sind die Schützen (in senkrechter Richtung und in Führungen bewegte Tafeln) und die Nadeln hervorzuheben. Nadeln sind vierkantige Hölzer von mäßiger Stärke, welche, einzeln in nahezu senkrechter Richtung dicht nebeneinander in das Wasser gestellt und oben wie unten gestützt, den Stau erzeugen. Nur die Schützen- und die Nadelwehre sollen im Nachstehenden eingehend besprochen werden. Außerdem kommen noch vor: einzelne querliegende Bohlen und ebenso liegende Balken (Dammbalken), ferner um wagerechte, selten um lotrechte Achsen drehbare Klappen. Dammbalkenwehre sind nicht sehr gebräuchlich, als zeitweilige Verschlußvorrichtungen sind aber die Dammbalken bei Ausbesserungen, namentlich der Schleusen, unentbehrlich; sie finden dann ihre seitliche Stützung in Dammfalzen, d. h. in nischenartigen, im Mauerwerk angebrachten Vertiefungen. Von den Klappenwehren wird in Art. 57 kurz gesprochen werden. — Zwei Fälle der Verwendung von Dammbalken sind auf S. 40 erwähnt worden.

Es mag noch bemerkt werden, daß man die beweglichen Wehre mitunter mit Straßenbrücken vereinigt, gewöhnlich treten aber die Stege, welche für die Bedienung der Verschlußvorrichtungen nur selten entbehrlich sind, als ein Nebenbestandteil der Wehre auf.

Wirkung der Wehre. Hier ist die Einwirkung, welche die Wehre auf die Bewegung des Wassers ausüben, aber auch ihr Einfluß auf die Sinkstoffführung zu besprechen, beides sowohl für feste Überfallwehre, wie für bewegliche Wehre.

Bei niedrigen Wasserständen findet in der Nähe eines festen Wehres eine erhebliche Vergrößerung des Durchflußquerschnittes des Oberwassers statt; in größerer Entfernung vermindern sich die Tiefen und die Querschnitte allmählich; Art. 47 hat dies eingehend erörtert. Im Unterwasser bleiben die Durchflußquerschnitte, nachdem das Fallwasser sich beruhigt hat, unverändert, das Erstere hat deshalb im wesentlichen dieselbe Lage, welche es vor Erbauung des Wehres hatte.

Bei Hochwasser hebt sich der Wasserstand des Unterwassers in demselben Grade, wie es vor Herstellung des Wehres der Fall war, auch das Oberwasser schwillt an, aber nicht so stark wie das Unterwasser. Ein Nachweis durch Zahlen soll am Schlusse dieses Artikels geliefert werden. Die Folge ist, daß sich dann das Überfallwehr mitunter in ein Grundwehr verwandelt und unter Umständen ist alsdann der Höhenunterschied zwischen Oberwasser und Unterwasser mit dem Auge kaum wahrnehmbar.

Mit den vorerwähnten Erscheinungen geht Hand in Hand, daß die Stauweite bei Hochwasser kleiner ist, als bei Niedrigwasser, überhaupt hat jeder Wasserstand eigene Staukurven und Stauweiten. Man vergl. hierzu Abb. 92, S. 155, woselbst die Staukurven für Niedrigwasser und für Hochwasser angedeutet sind.

Feste Überfallwehre beeinflussen auch die Sinkstoffbewegung in hohem Grade und in nachteiliger Weise. In angemessener Entfernung vom Wehre und so lange die Abnahme des Gefälles durch die Zunahme der Wassertiefe ausgeglichen wird, erleidet zwar die Schleppkraft des Wassers eine erhebliche Einbuße nicht. In der

Nähe des Wehres bringt aber das daselbst vorhandene sehr geringe Gefälle eine so starke Verminderung der Schleppkraft mit sich, daß wohl die feineren Sinkstoffe, nicht aber die schweren einen Weg über das Wehr finden. Feste Wehre haben deshalb im Oberwasser eine Erhöhung der Flußsohle stets zur Folge und je mehr diese Erhöhung fortschreitet, desto mehr werden die Hochwasserstände der betroffenen Strecke gesteigert.

Die besprochene Wirkung eines quer durch ein Tal geführten Bauwerks zeigt sich besonders auffallend bei den sogen. Talsperren der Wildbäche. Dies sind Mauern von ansehnlicher Höhe, welche den Zweck haben, durch Auffangen der Geschiebe einer zu starken Ausnagung unmittelbar entgegenzuwirken. Die gewöhnlich ausgeführten kleineren Bauwerke ähnlicher Art, welche man Sperren nennt, haben denselben Zweck. In neuerer Zeit ist es gebräuchlich geworden, den Namen Talsperre auf die Staumauern der Sammelteiche zu übertragen [129]).

Bei Besprechung der Wirkung der beweglichen Wehre soll zunächst vorausgesetzt werden, daß die beweglichen Teile eine Freilegung des Durchflußquerschnitts in der vollen Breite des Wehrs gestatten und daß die Sohle des Bauwerks nur wenig höher liegt, als die Sohle des fließenden Gewässers. Bei Niedrigwasser findet ein weitgehender Verschluß der Öffnungen statt und ein ansehnlicher Teil des Wassers wird von den oberhalb des Wehrs abzweigenden Werkkanälen, Speisekanälen und dergl. aufgenommen. Die Wirkung des Wehres ist deshalb in diesem Zustande von der Wirkung eines Überfallwehres nicht verschieden.

Anders ist es bei Hochwasser. Die festen Teile des beweglichen Wehres erzeugen zwar bei Hochwasser in der Regel einen Stau, man kann diesen aber durch zweckmäßige Wahl der Weiten der Öffnungen auf ein geringes Maß beschränken. Bei den beweglichen Wehren der kanalisierten Maas ist man weiter gegangen, indem man daselbst einen Hochwasserstau von 22 cm, in einigen Fällen sogar einen solchen von 80 cm zugelassen hat.

Der Sinkstoffbewegung bei Hochwasser wird ein solches Wehr große Hindernisse nicht entgegenstellen und es ist wahrscheinlich, daß Ansammlungen von Sinkstoffen, welche, solange das Wehr noch nicht ganz geöffnet ist, nicht zu vermeiden sind, von einem nachfolgenden Hochwasser größtenteils wieder beseitigt werden. Bewegliche Wehre der bezeichneten Art sind somit von den Übelständen, welche festen Überfallwehren anhaften, ziemlich frei.

Hinsichtlich der Wirkung stehen zwischen den festen Überfallwehren und den in der ganzen Weite ihrer Öffnungen beweglichen Wehren die Wehre in der Mitte, welche außer einem festen, das Unterwasser überragenden Wehrkörper verschließbare Öffnungen haben; bei zeitgemäßen Ausführungen werden mindestens zwei solche Öffnungen angeordnet: eine Freischleuse (Freiarche), deren Öffnung das Hochwasser mildert und ein tief hinabreichender Grundablaß, welcher bei Hochwasser die gröberen Sinkstoffe wenigstens zum Teil ableitet. Wenn dann außerdem die Breite des Wehres sorgfältig bemessen wird, werden die Nachteile, welche ein durchweg festes Überfallwehr hat, zwar nicht beseitigt, aber erheblich vermindert. —

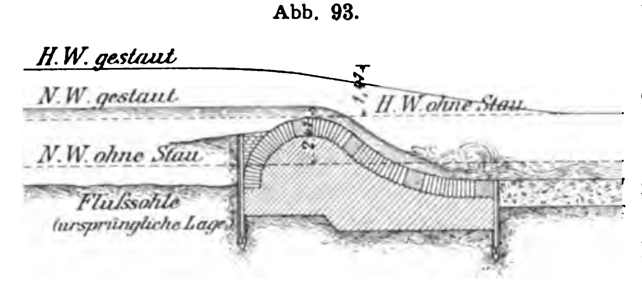
Das Öffnen und Schließen der beweglichen Teile der Wehre hat so zu erfolgen, daß eine bestimmte Stauhöhe so weit möglich eingehalten wird, jedoch wird dieselbe für den Winter nicht selten höher bemessen, als für den Sommer (Winterstau und

[129]) Näheres über Talsperren und Sperren s. Handb. (3. Aufl.) Kap. XI, § 54—56.

Sommerstau). Die Festsetzung einer Stauhöhe ist erforderlich, weil eine Vergrößerung derselben wohl Vorteile für den Besitzer des Wehres, dagegen Nachteile für die am Oberwasser liegenden Ländereien oder Wasserkraft-Triebwerke mit sich zu bringen pflegt. Die zulässige Stauhöhe (das Stauziel) wird durch die Oberkante eines im Oberwasser eingerammten, mit einer Haube versehenen Markpfahls (auch Merkpfahl oder Aichpfahl genannt) angegeben, außerdem wird ermittelt, wie tief die Kronen der einzelnen Teile des Wehres unter dem Stauziel liegen. Der Markpfahl darf nicht unmittelbar vor dem Wehre stehen, weil hier ein wechselndes, von der Durchflußmenge abhängiges Gefälle vorhanden ist.

Nunmehr sind noch einige Bemerkungen über die Berechnung der Wirkung der Wehre zu machen. Die hierbei in Betracht kommenden wichtigsten Formeln, namentlich die Formel für die vollkommenen Überfälle, sind in Art. 22 (Ausfluß des Wassers aus Behältern) abgeleitet, sodann ist in Art. 25 (Wassermesser) nachgewiesen, daß geringe Geschwindigkeiten des ankommenden Wassers unberücksichtigt bleiben dürfen. In letztgenannter Weise wird man in der Regel rechnen, so lange der Wasserstand des Oberwassers das vorhin erwähnte Stauziel nicht erheblich überschreitet. Hinsichtlich der bei festen Wehren einzuführenden Ausfluß-Koeffizienten wird der folgende Artikel eine Ergänzung bringen. Die Berechnung der Grundwehre und eine kurze Besprechung der Staukurven enthalten die Artikel 46 und 47.

Abb. 93.



Bei den Berechnungen kommen verschiedene Wassermengen und Wasserstände in Betracht. Wenn für Zwecke der Kanalisierung eines Flusses (vergl. Art 56) in einer bestimmten Entfernung vom Wehr ein bestimmter Aufstau verlangt wird, so ist dieser für den kleinsten Zufluß nach vorläufiger Annahme der Breite und Höhe des Wehres zu berechnen, falls nicht, wie es z. B. bei Bewässerungen vorkommt, bei einem gewissen höheren Wassenstande ein bestimmter Aufstau gefordert wird. Die höchste zulässige Lage des Hochwasserspiegels wird in der Regel durch die Örtlichkeiten festgelegt sein. Durch die somit gegebene Stauhöhe ist für das Hochwasser nach einer vorläufig für Niedrigwasser anzunehmenden Höhe des Wehres die nötige Breite zu berechnen. Sind bei Hochwasser mehrere neben einander liegende Teile des Wehres (z. B. ein Überfallwehr, eine Freischleuse und ein Grundablaß) wirksam, so ist die Rechnung nach vorläufiger Annahme der Wirkung der übrigen Teile für jeden Teil besonders anzustellen und meistens mehrmals zu wiederholen[130]).

Es soll nun als eine Probe der bei Wehren vorkommenden Berechnungen der Stau eines Überfallwehres bei Niedrigwasser und bei Hochwasser für gegebene örtliche Verhältnisse untersucht werden.

Ein Fluß hat bei Niedrigwasser 75 m Breite und 0,75 m mittlere Tiefe. Das Gefälle ist $= 0{,}00025$. Mit $c = 40$ erhält man die Geschwindigkeit bei ungestautem

---

[130]) L. Franzius. Der Wasserbau im Handbuch der Baukunde. (Berlin 1890.) S. 81.

Niedrigwasser = 0,55 **m** und die sekundliche Wassermenge Q zu 31 **cbm**. Die Krone eines in diesem Fluße erbauten Überfallwehres liegt 2,25 **m** über Niedrigwasser (Abb. 93). Von der genannten Wassermenge gelangen 6 **cbm** in einem Werkkanal, so daß 25 **cbm** über das Wehr fließen.

Das Hochwasser zerfällt in zwei Teile (vergl. S. 140), der Teil I hat 110 **m** Breite und bei Hochwasser 3 **m** mittlere Wassertiefe, der Teil II hat 30 **m** Breite und 0,5 **m** mittlere Wassertiefe. Das Gefälle des Hochwassers weicht von dem des Niedrigwassers nicht wesentlich ab. Mit c = 50 erhält man für I eine Geschwindigkeit = 1,37 **m** und Q_I = 452 **cbm**, während sich für II eine Geschwindigkeit = 0,39 **m** und Q_{II} = 6 **cbm** ergibt. Bei Hochwasser wird der Werkkanal abgesperrt, so daß die sekundliche Wassermenge vorläufig mit 458 **cbm** einzuführen ist. Die Stauhöhen bei Hochwasser und bei Niedrigwasser sind zu berechnen.

Die Formel für Überfallwehre (vergl. S. 60) ist

$$Q = \frac{2}{3} \mu \, b \sqrt{2g} \, . \, h_1^{3/2}$$

Der Ausflußkoeffizient μ sei = 0,75, also $^2/_3\,\mu$ = 0,50, die Breite des Wehres = 110 **m**, h_1 ist der zu ermittelnde Höhenunterschied zwischen Wehrkrone und dem maßgebenden Punkte des Stauspiegels.

Da $\sqrt{2g} = 4{,}43$, ergibt sich

$$Q = 0{,}50 \, . \, 4{,}43 \, . \, 110 \, h_1^{3/2} = 243 \, h_1^{3/2}$$

und hieraus $h_1 = \sqrt[3]{\frac{1}{243^2}} \, . \, \sqrt[3]{Q^2} = 0{,}0255 \sqrt[3]{Q^2}.$

Für das Niedrigwasser ist $h_1 = 0{,}0255 \sqrt[3]{25^2} = 0{,}22$ **m**

und für das Hochwasser $h_1 = 0{,}0255 \sqrt[3]{458^2} = 1{,}52$ **m**.

Beim Hochwasser sollte die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers nicht unberücksichtigt bleiben, es genügt aber eine Einschätzung derselben. Wenn man für dieselbe 1 **m** annimmt, so ist die entsprechende Geschwindigkeitshöhe mit rund 0,05 **m** von jenem h_1 in Abzug zu bringen und es verbleiben 1,47 m.

Dies ist auch die Stauhöhe bei Hochwasser, weil das Unterwasser bei den angenommenen Abmessungen dann die Höhe der Krone des Wehres erreicht. Dagegen ist die Stauhöhe bei Niedrigwasser = 2,25 + 0,22 = 2,47 m [131]).

Es muß noch bemerkt werden, daß im Vorstehenden die Verminderung des Hochwasserstaus durch eine Freiarche, welche jedenfalls anzulegen wäre, nicht berücksichtigt ist. Die Rechnung wäre somit in der auf S. 158 angegebenen Weise fortzusetzen.

51. Feste Wehre (Überfallwehre) [132]). Die festen Wehre zeigen eine große Mannigfaltigkeit sowohl hinsichtlich der Baustoffe, welche, wie schon in Art. 50 erwähnt, vorzugsweise Holz und Stein sind, als auch in bezug auf die Form des Querschnitts. Es sind im wesentlichen folgende Teile zu unterscheiden: der Wehrkörper, dessen oberste Begrenzung der Rücken oder die Krone des Wehres genannt wird.

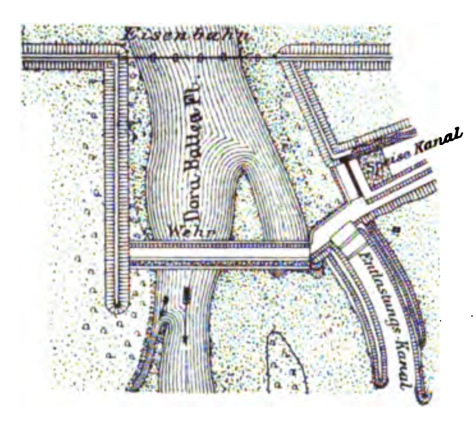
---

[131]) Für ein anderes Beispiel der Berechnung eines Wehres vergl. Handb. (3. Aufl.) Kap. III, S. 224.

[132]) Handb. Kap. III, S. 249—254. — Franzius. Der Wasserbau im Handb. der Bauk. S. 80—85.

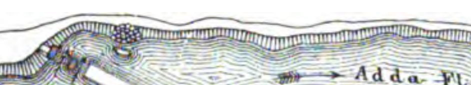
Bei hölzernen Wehren wird die Krone von einem Fachbaum gebildet. Die oberhalb des Rückens liegende Fläche des Wehrkörpers heißt, namentlich bei den aus Holz hergestellten Wehren, der Vorboden, während die unterhalb gelegene die Benennung Hinter- oder Abschußboden trägt. Auf den letzteren folgt stromabwärts in der Regel ein Sturzbett. Die durch die Seitenwände oder Wangen begrenzte Länge des Rückens bezeichnet man als die Breite des Wehres, dieselbe fällt mehr oder weniger mit der Breite des betreffenden Wasserlaufs zusammen. Oberhalb des Wehres befindet sich das Oberwasser, unterhalb das Unterwasser und zwischen beiden, wie schon in Art. 49 bemerkt, der Wasserfall oder das Fallwasser.

Abb. 94.
M. 1 : 8000.



Anordnung der Wehre im allgemeinen. Nach der Grundrißform unterscheidet man hauptsächlich drei Arten von festen Wehren: das gerade, das schräge oder schiefe und das gekrümmte Wehr. Die Wehre erhalten ihre Lage am besten senkrecht zu dem Flusse. Durch eine schräge Lage wird die Wirkung des Wehrs gesteigert, somit der Hochwasser-Rückstau vermindert, aber das abströmende Wasser greift eines der Ufer in nachteiliger Weise an. In neuerer Zeit werden schräge Wehre nur selten ausgeführt. Eine mäßig gekrümmte, flußaufwärts ausbiegende (konvexe) Grundform ist für die Erhaltung der Ufer und des Bettes zweckmäßig.

Abb. 95.



Als Beispiel eines geraden Wehres diene das in Abb. 94 dargestellte, in der Dora Baltea erbaute massive Wehr, welches die Speisung des Zuleitungskanals von der Dora Baltea nach dem Cavour-Kanal vermittelt.

Ein schräges massives Wehr ist in Abb. 95 (Ableitung des Kanals Martesana aus dem Adda-Fluß) vorgeführt. Durch einen in der Begrenzung des Kanals hergestellten Überfall wird der erstere bei Hochwasser entlastet.

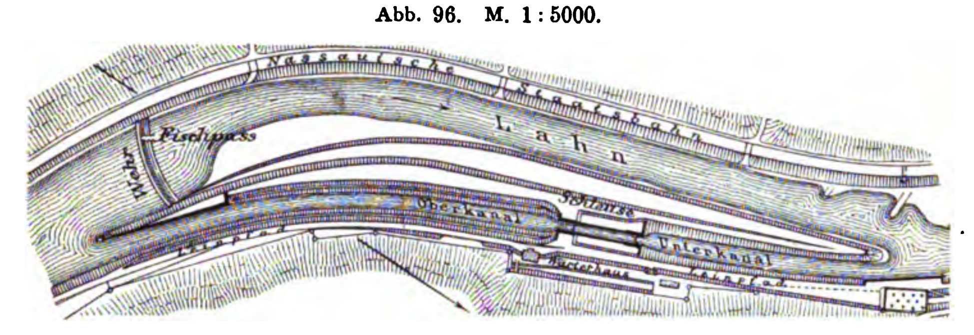
Ein gekrümmtes Wehr ist unter anderm an der linken Seite der Staustufe bei Kalkofen an der Lahn vorhanden, s. Abb. 96, von welcher weiter unten mehr gesagt werden wird. Dies Wehr ist als massives Überfallwehr mit geschweifter Begrenzung des Querschnitts hergestellt und erhebt sich 1,9 m über Niedrigwasser. Der Stau reicht 4,5 km aufwärts.

Jedes Wehr muß durch Wangen oder Uferwände einen sicheren Anschluß an die Ufer erhalten. Gewöhnlich werden die Wangen als Leitwände so angelegt, daß sie sich von dem Wehrrücken ab sowohl flußauf-, als auch flußabwärts

dem Ufer allmählich nähern, sie sind also sogenannte Winkelflügel, welche mit der Achse des Wasserlaufes einen spitzen Winkel bilden. Hierdurch wird der Wasserabfluß begünstigt. Aus demselben Grunde müssen alle im Oberwasser liegenden Teile des Wehrkörpers so angeordnet werden, daß die Durchflußquerschnitte sich nur allmählich ändern. Denn, wie schon in Art. 22 bemerkt wurde, erleichtert eine solche Änderung der Durchflußquerschnitte, namentlich inverein mit Abrundungen, den Durchfluß des Wassers erheblich.

Dem gleichen Zwecke der Beförderung des Wasserabflusses entspricht es, daß

Abb. 96. M. 1 : 5000.



die hölzernen Wehre in der Stromrichtung einen ansteigenden Vorboden erhalten; durch diese Lage des Vorbodens wird auch die Abführung des Eises erleichtert. Bei den steinernen Wehren sind Ausnahmen in dieser Beziehung nicht selten.

Auch durch Abrundung der Krone bei steinernen Wehren kann die Ausflußmenge bedeutend gesteigert werden. Denn der Ausfluß-Koeffizient μ, welcher für Öffnungen mit scharfen Kanten im Mittel 0,62 beträgt, steigt bei abgerundeter Wehrkrone, wenn außerdem Leitwände vorhanden sind, auf durchschnittlich 0,83. Besitzt dagegen das mit Leitwänden versehene Wehr eine senkrechte Vorderfläche und eine ebene Krone mit scharfer Abflußkante, so sinkt der Wert von μ auf etwa 0,67 herab. Bei Überfällen von geringer Breite ohne Leitwände ist μ noch kleiner.

Bei Grundwehren sind zwei Ausfluß-Koeffizienten μ_1 und μ_2 anzunehmen, der erste für den höher, die zweite für den tiefer als das Unterwasser liegenden Teil der Ausflußöffnung. Diese Werte lassen sich nur einschätzen, da genaue Messungen an größeren Wehren nicht in hinreichender Anzahl und Vollständigkeit angestellt sind. Ist der Durchflußquerschnitt in ganzer Flußbreite über der Wehrkante frei und letztere nach Art der Überfallwehre gut abgerundet, so kann $\mu_1 = 0,83$ und $\mu_2 = 0,67$ angenommen werden [133]).

Überhaupt beruhen die üblichen Werte der in Rede stehenden Ausfluß-Koeffizienten im wesentlichen auf Schätzung; sie sind deshalb nichts weniger als zuverlässig. Die bislang obwaltende Unsicherheit wird jedoch durch langjährige Versuche und die zugehörigen Berechnungen, welche Bazin angestellt hat, erheblich verringert [134]). An dieser Stelle kann hierüber nur Weniges mitgeteilt werden.

133) Für die Ausfluß-Koeffizienten vergl. auch Taschenbuch d. Hütte (17. Aufl.) S. 257.

134) Einzelberichte in den Annales des ponts et chaussées 1888 bis 1898, zusammengefaßt in: Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir. Auszug: Gravelius. Bazins neue Untersuchungen über den Ausfluß an Überfällen. Zeitschr. f. Gewässerkunde 1900, S. 162.

Es hat sich herausgestellt, daß die Art und Weise, wie das Wasser abfließt, also die Form des abfließenden Strahls, einen großen Einfluß auf den Koeffizienten hat, daß insbesondere bei einem freien Strahl, welcher sich beim Abfluß über eine scharfe Kante in der Regel bildet, ein kleinerer Abfluß-Koeffizient entsteht, als bei einem Strahl, welcher sich dem Wehrkörper dicht anschließt (anliegender Strahl), und daß es zwischen diesen beiden Formen noch Zwischenstufen gibt.

Für die genannten Grenzfälle sind verschiedene Querschnittsformen mit abgerundeter Krone eingehend untersucht. Hierbei hat sich unter anderm ergeben, daß die geschweiften Formen des Hinterbodens, welche sich bei der Ausführung der massiven Wehre herausgebildet haben, dem Abfluß förderlich sind. Aus den Versuchen ergibt sich, in welchem Grade dies der Fall ist.

Auch das Grundwehr hat Bazin untersucht und zwar ohne die übliche, aber etwas bedenkliche Zerlegung des abfließenden Wassers in zwei Schichten; hierfür sind für die Berechnung der Grundwehre neue Bahnen eröffnet.

Obwohl nun bei den besprochenen Versuchen der Überfall dieselbe Breite hatte, wie das Zuleitungsgerinne, so daß die in Wirklichkeit in der Regel eintretende Seitenkontraktion nicht ins Spiel kam, sind Bazins Arbeiten doch ein großer Fortschritt, namentlich auch auf reinwissenschaftlichen Gebieten. —

Besondere Sorgfalt erfordert die Anordnung des Hinterbodens und des Sturzbettes. Man muß berücksichtigen, daß das Fallwasser eine ansehnliche Geschwindigkeit annimmt und daß ihm demzufolge beim Zusammentreffen mit dem Unterwasser eine sehr große lebendige Kraft innewohnt. Man kann den Unterschied zwischen der lebendigen Kraft des Fallwassers und des Unterwassers schon unter Berücksichtigung der Höhenabstände näherungsweise einschätzen.

Wenn dieser Abstand, wie oben (S. 159), = 2,25 m, wenn man ferner die Widerstände vernachlässigt, welche das Fallwasser auf einem glatten Hinterboden zu überwinden hat, andererseits aber auch die Anfangsgeschwindigkeit, welche das Wasser im Überfall annimmt, ergibt sich die Geschwindigkeit v_1 des Fallwassers am Fuße des Hinterbodens aus $v_1 = \sqrt{2g \cdot 2{,}25}$ zu 6,64 m. Dagegen sei die Geschwindigkeit v des Unterwassers, wie im erwähnten Beispiel, = 0,55 m. Die Masse ändert sich nicht, es genügt also ein Vergleich zwischen den Quadraten der Geschwindigkeiten: Aus $v_1^2 = 44{,}1$ und $v^2 = 0{,}303$ ergibt sich $v_1^2 = 145\,v^2$. Die lebendige Kraft des abströmenden Wassers ist also in diesem Falle etwa das 145fache der lebendigen Kraft des langsam fließenden Unterwassers und es entsteht ein entsprechend starker Stoß.

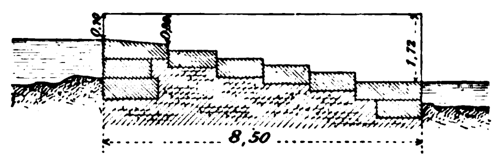
Je größer die Stauhöhe und die Höhe der über den Rücken fließenden Wasserschichte ist, desto heftiger wird der Angriff des Wassers auf alle unterhalb des Rückens liegenden Teile des Wehres und die Bewegung des Wassers auf diesen Teilen wird hauptsächlich durch die Form des Abschußbodens beeinflußt. Ist derselbe glatt und bis in das Unterwasser sanft geneigt, so wird das Wasser in einer regelmäßigen Strömung über das Wehr geführt, so daß dieses selbst keinem starken Angriff ausgesetzt ist. Dagegen tritt das Wasser in diesem Falle mit großer Geschwindigkeit in das Flußbett ein und es entstehen daselbst nicht allein schäumende Wellen, sondern auch sehr starke innere Bewegungen und Wirbel, welche zu Aus-

kolkungen und Uferabbrüchen Veranlassung geben. Fällt jedoch der Abschußboden sehr steil oder gar senkrecht ab, so wird die lebendige Kraft des Fallwassers größtenteils zerstört beim Abstürzen auf die Sohle, welche dann freilich einem starken Angriff ausgesetzt ist.

Aus diesen Gründen bedarf jedes Wehr eines Sturzbettes, welches die Kosten für eine bis zum ruhigen Wasser sich erstreckende Verlängerung des Wehres ersparen und die Sohle gegen Auskolkungen schützen soll. Ebenso ist stets ein Schutz der Ufer erforderlich, um deren Abbruch zu verhüten. Das Sturzbett muß widerstandsfähig sein und sich ausreichend weit, häufig 15 bis 20 m flußabwärts erstrecken. Dabei ist eine Abpflasterung weniger empfehlenswert, als eine Überschüttung mit großen Steinen, denn eine rauhe Fläche befördert die Zerstörung der lebendigen Kraft des Wassers*). Diese Steine haben einem starken Anprall des Wassers zu widerstehen; je größer der Wassersturz und die Menge des überstürzenden Wassers ist, desto größere Abmessungen müssen sie erhalten. Ferner ist eine tiefe Lage des Sturzbettes unter dem Unterwasser, besonders bei steilem Abschußboden, empfehlenswert, weil der Angriff des überstürzenden Wassers auf den Boden durch die denselben überdeckende Wasserschichte ermäßigt wird.

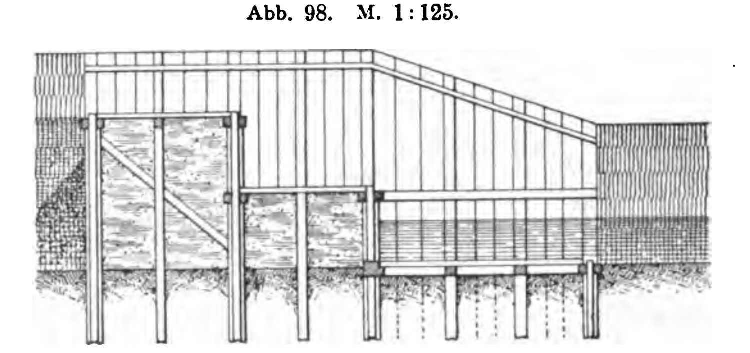
Häufig wird, um die Kraft des Fallwassers zu brechen, der ganze Absturz auf mehrere Absätze oder Stufen verteilt, hierdurch entstehen die sogenannten Stufenwehre, von denen Abbildung 97 ein Beispiel gibt. Dieses im Turia-Flusse bei Valencia hergestellte steinerne Wehr, dessen Fundamentmauern 4 bis 5 m unter die Flußsohle hinabreichen und auf Pfählen ruhen, soll keine Angriffe der Sohle hervorgerufen haben.

Abb. 97.



Ein hölzernes Stufenwehr mit zwei Absätzen zeigt Abb. 98. Bei demselben fehlt der Vorboden; der horizontale Wehrrücken, sowie das Sturzbett in der Sohle stützen sich auf je zwei Spundwände und dazwischen auf Grundbalken, die auf Pfählen ruhen.

Abb. 98. M. 1:125.



Den Uferabbrüchen unterhalb des Wehres wird am sichersten vorgebeugt, wenn man das Unterwasserbett von vornherein verbreitert

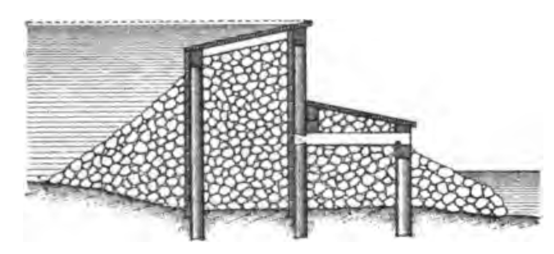
*) An dem überströmten Teil einer unfertigen Staumauer ist die Erfahrung gemacht, daß die Böschung, weil ihre Oberfläche nicht glatt gemauert, sondern mit hervorstehenden, rauhen Steinen ausgestaltet war, von den darüber hinabfließenden Wassermassen in keiner Weise beschädigt wurde.

und damit denjenigen Zustand herstellt, welcher sich an solchen Stauanlagen, bei denen die Ufer nicht dauerhaft gedeckt sind, mit der Zeit von selbst auszubilden pflegt. Allerdings werden die örtlichen Verhältnisse nicht immer eine ansehnliche Verbreiterung zulassen, aber eine mäßige Ausbuchtung ist in der Regel durchführbar. Die Abbildung 106 in Art. 52 zeigt eine solche Ausbuchtung des Unterwasserbetts.

Stärke und Konstruktion des Wehrkörpers. Die einfachste und urwüchsige Anordnung, welche noch jetzt in Gebirgsbächen vorkommt, besteht darin, daß man durch einen den Bach durchquerenden Baumstamm als Fachbaum und durch einem Steinwurf aus großen Steinen die gewünschte Anstauung des Wassers hervorbringt.

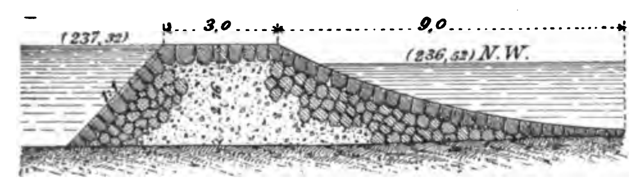
In Gegenden, wo Steine und Holz geringen Wert haben, kommen halbmassive Wehre nicht selten vor, bei denen das Holz das Gerippe bildet, welches den Zusammenhang und die Form des Wehrkörpers sichert, während Kies und Steine zur Ausfüllung dienen. Kleine derartige Wehre erfordern nur eine Holzwand, welche von beiden Seiten mit Steinen umpackt wird. Größere halbmassive Wehre dagegen erhalten zwei und mehr Holzwände. Dabei ist der Abschußboden entweder geneigt, oder senkrecht. Mitunter wird auch bei den halbmassiven Wehren der Absturz auf einen oder mehrere Absätze verteilt, wobei das Wasser nicht unmittelbar auf die Steinpackung, sondern auf einen darüber angebrachten Bohlenboden stürzt, s. Abbildung 99.

Abb. 99. M. 1 : 125.



Bei massiven Wehren hat man in der Anordnung der Grundriß- und Querschnittsform freiere Wahl, als bei Holzkonstruktionen, weil man bei denselben nicht auf gerade Linien und ebene Flächen beschränkt ist. Beim Grundriß des Wehres ist, wie bei dem Wehr in der Maas bei Sorcy (Abb. 100), ein flacher Bogen mit stromabwärts liegendem Mittelpunkt der Erhaltung der Ufer dienlich. Das in Rede stehende Wehr ist, wie der Querschnitt zeigt, in seinen höheren Teilen aus zwischen abgepflasterten Steinwürfen befindlichen Kiesmassen, dagegen in seinen niederen Teilen aus einem Steinwurf mit abgepflasterter Oberfläche her gestellt. Diese Anordnungen genügen, wenn der Untergrund sehr fest ist und wenn das Wasser tonige Sinkstoffe führt, welche die Zwischenräume zwischen den Steinen dichten.

Abb. 100. M. 1 : 200.

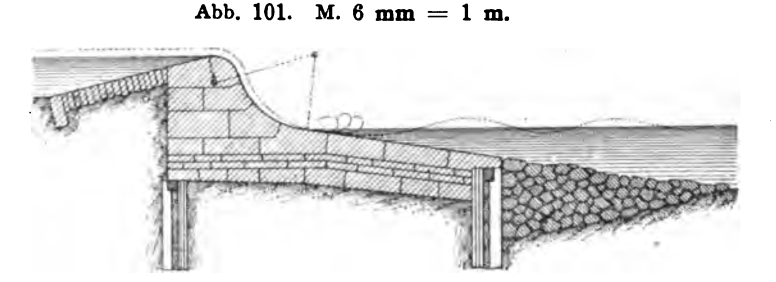


Die Stärke des Wehrkörpers, in der Stromrichtung gemessen, muß so groß sein, daß genügende Standsicherheit gegen Umkippen durch den Druck und Stoß des Wassers vorhanden ist. Aber diese Bedingung ist nur ausnahmsweise für die Bemessung der unteren Querschnittsbreite ausschlaggebend, weil daneben noch

die Sicherheit gegen Unterwaschung in Betracht kommt, und die Breite mit Rücksicht hierauf nicht zu gering sein darf. Dieser Gefahr der Unterwaschung wird bei reichlicher Querschnittsbreite mit geringwertigen Baustoffen im allgemeinen sicherer begegnet, als durch einen nur mit Rücksicht auf Standsicherheit bemessenen Mauerkörper. Gewöhnlich wird die Grundbreite bei massiven Wehren nicht kleiner, als die Höhe der Wehrkrone über dem Flußbette gemacht; häufig ist sie noch größer und bei halbmassiven Wehren mit zwei Holzwänden beträgt sie etwa das $1^1/_2$fache der Höhe.

Auf Sicherung des Untergrundes gegen Auskolkung und Unterwaschung ist die größte Sorgfalt zu verwenden. Bei tragfähigem, erdigen Boden ist eine Gründung auf Mauerwerk oder besser auf Beton zwischen Spundwänden am Platze. Die letzteren, welche sowohl bei steinernen, als auch bei hölzernen Wehren anzuordnen und bei Betonierung schon der Ausführung wegen erforderlich sind, müssen sehr sorgfältig ausgeführt werden. In weichem Boden ist das Wehr auf einen Pfahlrost zu stellen, in welchem Falle häufig noch eine dritte Spundwand in der Wehrmitte angebracht wird.

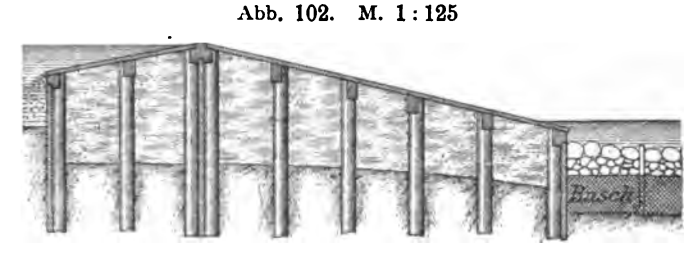
Abb. 101. M. 6 mm = 1 m.



Ein Beispiel eines steinernen Wehres gibt Abb. 101. Zur Erleichterung der Wasser- und Eisabführung steigt der Wehrkörper auf der flußaufwärts gelegenen Seite etwas an. Die Krone ist abgerundet und die Fallmauer ziemlich steil. — Auch Abb. 93, S. 158 zeigt einen nicht selten vorkommenden, zweckmäßigen Querschnitt.

In neuerer Zeit werden die massiven Wehre nebst ihren Wangen nicht selten und mit Erfolg ganz aus Zementbeton (Stampfbeton) hergestellt.

Abb. 102. M. 1 : 125



Bei größeren hölzernen Wehren besteht der Kern des Wehrkörpers, wie Abb. 102 zeigt, aus Erde, welche seitlich durch Spundwände und oben durch einen Bohlenboden gegen Fortspülung gesichert wird. Der Rücken dieser Wehre wird durch einen Fachbaum gebildet; er ruht auf zwei Pfahlreihen, zwischen denen sich eine Spundwand befindet. Hieran schließt sich flußaufwärts der Vorboden und flußabwärts der Abfallboden an, welche beide durch Spundwände begrenzt sind. Der Raum unter dem Vorboden wird stets, meistens aber auch derjenige unter dem Abschußboden mit Ton ausgefüllt, welcher den wasserdichten Abschluß bilden soll und fest einzustampfen

ist. Dieser Tonkern muß bis unter die Sohle des Flußbettes und seitlich, ebenso wie die Spundwände, in die Ufer hineinreichen.

Zur sicheren Unterstützung des Bohlenbelages dienen mit den Spundwänden parallel laufende Grundbalken, welche auf eingerammten Pfählen ruhen. Der Vorboden reicht stromaufwärts bloß so weit hinab, daß die treibenden Eisschollen nicht gegen den vorderen Rand anstoßen. Der Abschußboden dagegen reicht meistens bis unter den niedrigsten Stand des Unterwassers. Beide Böden erhalten einen Belag aus 8 bis 10 **cm** starken Bohlen, welche möglichst dicht schließend auf die Grundbalken genagelt werden.

Bei sämtlichen Wehren muß die Krone sehr dauerhaft hergestellt sein, damit sie den Angriffen der Strömung und des Eises widerstehen kann, denn sie muß ihre Höhenlage, von welcher die Stauhöhe abhängt, unverändert beibehalten. Zu dem Fachbaum der hölzernen Wehre ist deshalb hartes Holz zu verwenden und die Bohlen dürfen ihn nicht überdecken. Bei der Krone steinerner Wehre sind große und sehr feste Steine zu benutzen; ihr Querschnitt wird, wie bereits erwähnt, meistens abgerundet, wobei man den Krümmungshalbmesser ziemlich klein annimmt, um an Mauerwerk zu sparen. Doch muß der Querschnitt so gewählt werden, daß ein Abstoßen oder Ausheben der einzelnen Steine nicht zu befürchten ist.

Die Wangen werden wegen des starken Angriffs, dem sie ausgesetzt sind, am besten massiv erbaut, und ihre Flügel müssen zum Schutze gegen seitliche Hinterströmung tief in die Ufer eingreifen.

52. Wehre und Schleusen mit Schützen[135]. Schützenwehre haben in der Regel einen Rücken nebst einem geneigten Vor- und Hinterboden, Schleusen mit Schützen dagegen einen im wesentlichen wagerechten Boden, abkürzend werden sie oft nur Schleusen genannt. Die ersteren kommen hauptsächlich, wie schon in Art. 50 besprochen, in natürlichen fließenden Gewässern als Freiarchen und Grundablässe vor; die letzteren meistens in Kanälen und besonders häufig in Bewässerungskanälen, wo sie dann oft Stauschleusen sind. Bei Schiffahrtskanälen treten die Schleusen mit Schützen als Speiseschleusen und Entlastungsschleusen auf. Auch „Kunstgerinne", also die Leitungen, welche Wasserkraftmaschinen das Wasser zuführen, erhalten bei ihrer Abzweigung aus dem Oberwasser eines Wehres stets eine Schleuse, Einlaßschleuse genannt, welche den Zufluß zu regeln und nach Bedarf zu hemmen hat. Mit Schützen verschließbare Entwässerungsschleusen sind in Flußdeichen gebräuchlich, überhaupt werden die Schleusen mit Schützen zu den verschiedensten Zwecken mit Erfolg verwendet.

Zwischen Schützenwehren und Schleusen besteht ein Unterschied auch insofern, als erstere offene und mit Überfallwehren in Verbindung stehende Bauwerke sind während man bei den Schleusen offene und bedeckte (geschlossene) zu unterscheiden hat. Auf die nicht erheblichen Abweichungen des Körpers der Schützenwehre von dem der Überfallwehre soll hier nicht eingegangen werden. Der Körper geschlossener Schleusen ist meistenteils wie der Körper eines bedeckten Durchlasses gestaltet; ein Beispiel ist auf S. 41 angeführt. Es handelt sich somit im Nachstehenden hauptsächlich um die Anordnung zum Verschließen und Freimachen der Durchfluß-

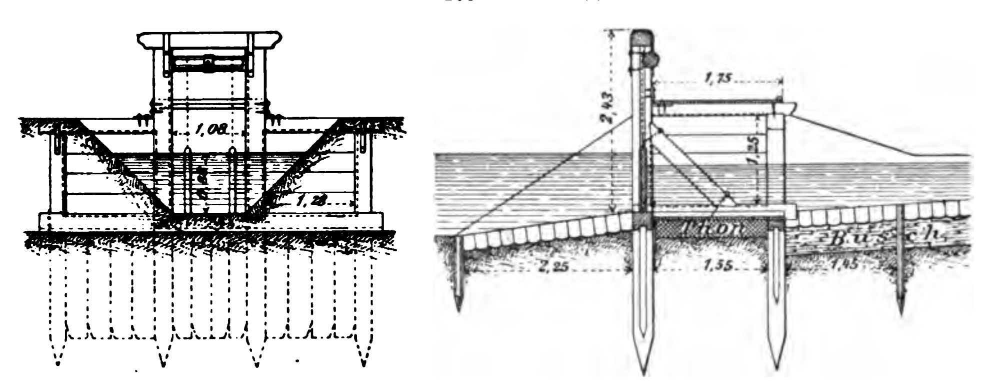
---

[135]) Handb. (3. Aufl.) Kap. III, S. 278—281 und 285—291. — Franzius, Der Wasserbau im Handb. d. Bauk. S. 86—88.

öffnungen nebst dem Zubehör. Zuerst soll von den älteren und einfachen Vorrichtungen die Rede sein, bei welchen Stein, Holz, gewöhnliche Schmiedearbeit und allenfalls Gußeisen verwendet sind.

Unter Bezugnahme auf Abb. 103, welche die 1,08 m weite Einlaßschleuse eines Bewässerungskanals darstellt, sind zunächst die Bestandteile der Verschlußvorrichtungen namhaft zu machen. Der wichtigste Teil ist das Schütz, in Süddeutschland gewöhnlich Falle genannt. In ruhendem Zustande steht dasselbe auf einer Schwelle (einem Fachbaum) stumpf auf; die Führung erhält es im vorliegenden Beispiel durch Nuten, gewöhnlich aber durch Falze, welche in zwei, mitunter Griessäulen genannten Pfosten angebracht sind. Die Pfosten sind oben durch einen Holm (Griesholm) verbunden. Das Schütz hängt mittels zweier Ketten an einer

Abb. 103. M. 1:100.



hölzernen Welle; die in ihrer Mitte angedeuteten Löcher nehmen, wenn das Schütz gehoben wird, Hebel (Handspaken) auf, der Arbeiter steht dabei auf einem Stege. Sperrrad und Sperklinke sind vorhanden, lassen sich aber in der Abbildung schwer erkennen. Unter den Aufziehvorrichtungen ist dies eine oft vorkommende und eine der einfachsten.

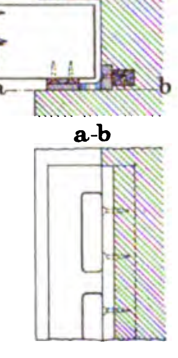
Nun ist ein Blick auf die angreifenden Kräfte und ihre Gegenkräfte zu werfen. Wenn das Schütz geschlossen ist, wirkt nur der Wasserdruck; bei dem besprochenen Bauwerk ist derselbe unerheblich, bei bedeckten Schleusen und großer Wassertiefe aber sehr ansehnlich. Der Wasserdruck bedingt die Stärke des Schützes.

Beim Aufziehen des Schützes kommt die vom Wasserdruck am Pfosten erzeugte Reibung, ferner das vergleichsweise geringe Eigengewicht der Schütztafel in Betracht. Die bewegende Kraft üben bei den hier zu besprechenden Anlagen ein, höchstens zwei Arbeiter aus, hierdurch wird die Breite der Schützen beschränkt. Man macht hölzerne Schützen in der Regel nicht breiter als 1,25 m; größere Breiten sind nicht ausgeschlossen, mehr als 2,0 m findet man jedoch selten. Wenn nun eine größere Lichtweite erforderlich ist, vermehrt man die Anzahl der Öffnungen und erhält zwischen je zwei Öffnungen einen Pfosten, welcher des Wasserdrucks wegen von einer mit Streben versehenen Grieswand abgestützt wird. Bei steinernen Bauwerken treten Pfeiler (Griespfeiler) an die Stelle jener Pfosten.

Wenn das Schütz gehoben ist, strömt das Wasser mit der Geschwindigkeit aus, welche dem Höhenunterschied zwischen Oberwasser und Unterwasser entspricht.

Selbst bei geringen Höhenunterschieden ist die Bewegung des Wassers so lebhaft, daß auch die Schleusen ein Sturzbett nicht entbehren können. Bei dem in Abb. 103 vorgeführten Bauwerk ist dasselbe aus Pflaster mit Buschunterlage hergestellt.

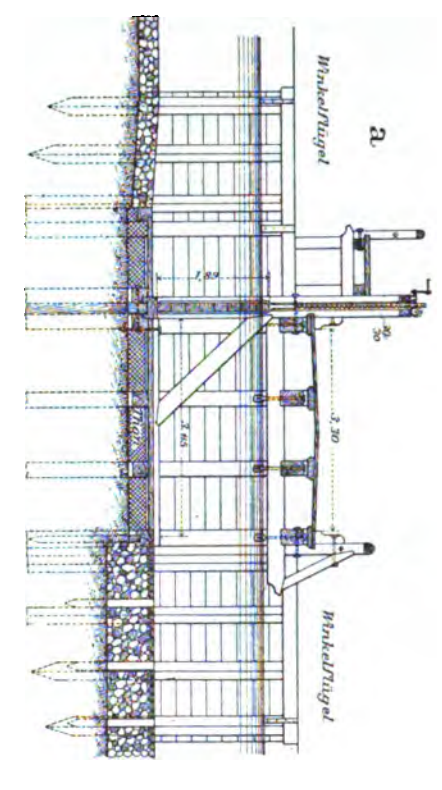
Abb. 104. M. 1 : 50.



Aus Vorstehendem folgt, daß es sich bei kleinen Schleusenanlagen oft nur darum handelt, unter Zugrundelegung einer üblichen Weite der Öffnungen deren Anzahl zu ermitteln. Die hierbei erforderlichen Rechnungen beruhen auf denselben Grundlagen, wie die bei Überfallwehren anzustellenden.

Einzelheiten. Zu hölzernen Schützen ist elastisches, geradfaseriges Nadelholz am geeignetsten; die stets horizontal liegenden Bohlen sind wegen der Abnutzung nicht unter 5 cm stark anzunehmen. Die Verbindung der Bohlen zu einem Ganzen geschieht durch Querleisten, welche entweder selbst zum Aufziehen, oder zum Anbringen der Aufzugsvorrichtung dienen. Die Schütze sind nicht höher zu machen, als durchaus nötig ist, um sowohl die Bewegung zu erleichtern, als auch bei etwaiger mangelhafter Bedienung dem höheren Wasser einen Überfall zu gestatten.

Um große hölzerne Schützen leichter bewegen zu können, empfiehlt sich die Anbringung eines glatten Eisenbeschlags auf der hinteren Seite, sowie in dem etwa 8 cm breiten Falz der Pfosten. Schützenverschlüsse haben bei guter Ausführung und Wartung geringen Wasserverlust, erfordern aber zur Bedienung immer eine Laufbrücke, welche über dem Hochwasser liegen muß und oft auch zur Verbindung der beiden Ufer dient.



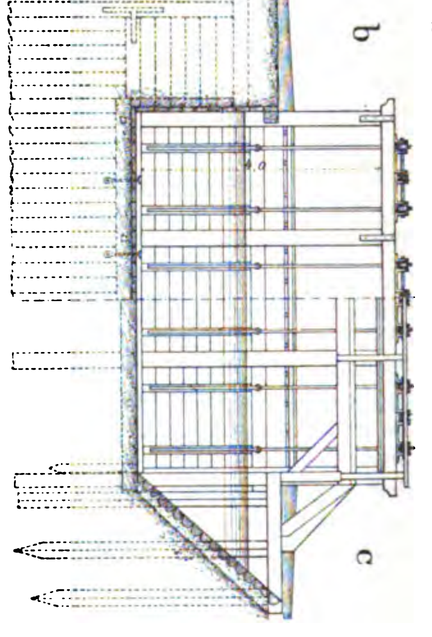
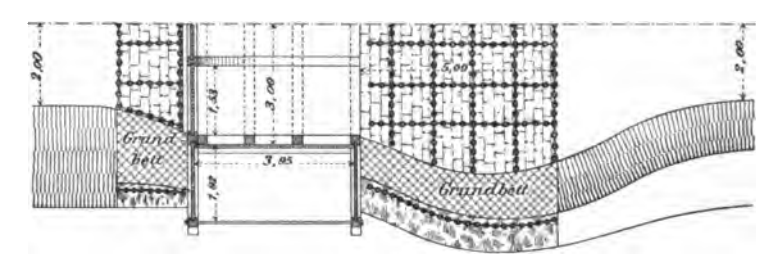


Abb. 105. M. 1 : 125. a Längenschnitt. b Halber Querschnitt. c Halbe Ansicht.

Die Griespfeiler sind wie massive Brückenpfeiler, unter tunlicher Einschränkung ihrer Breite zu konstruieren. An der Oberwasserseite erhalten sie 8 bis 10 **cm** breite Falze oder Nuten, welche in der Regel mit eisernen Schienen bekleidet werden. Nur ganz kleine Schützen dürfen sich an das Mauerwerk unmittelbar anlehnen. Die Deckung in der steinernen Nut kann, wie Abb. 104 zeigt, von Gußeisen sein, während am Schützenrand eine schmiedeiserne Schiene durch Holzschrauben mit versenkten Köpfen befestigt wird. Bei Griespfeilern aus Bruch- oder Backsteinen müssen zur Herstellung der Nuten Werkstücke verwendet werden.

Über die Aufziehvorrichtungen werden die nachstehenden Beispiele Einiges bringen; eine eingehende Besprechung ihrer zahlreichen Arten ist nicht beabsichtigt.

Abb. 106. M. 1 : 50.



Beispiele. Abb. 105 führt eine für eine größere Bewässerungsanlage ausgeführte Einlaßschleuse vor. Die drei Öffnungen haben eine Weite von je 1,7 **m**, während die von einer oberhalb angelegten Laufbrücke aus bewegten hölzernen Schützen je 1,89 **m** hoch sind. Die Schleuse ist mit hölzernem Grieswerk und hölzernen Winkelflügeln ausgeführt. Die Aufziehvorrichtungen bestehen aus je zwei Zahnstangen, den zugehörigen Getrieben, konischen Rädern in der Mitte der Öffnungen und den zugehörigen Kurbeln. Die Pfosten werden durch eine aus einer Strebe und vier Ständern bestehende verholmte Holzwand abgestützt, auf der vier Balken mit dem Belag für eine 3,3 **m** breite, mit dem Bauwerk verbundenen Brücke ruhen. Der aus einem Bohlenbelag auf Ton bestehende Wehrboden wird durch Spundwände vor Unterwaschung gesichert.

Den halben Grundriß einer ähnlich konstruierten Stauschleuse zeigt Abbildung 106. Die Grundbetten der an beiden Seiten angebrachten Sturzbetten bestehen aus Busch, im Bereiche des Angriffs des Wassers sind sie abgepflastert.

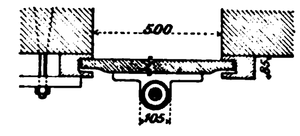
Ein Beispiel einer großen steinernen Einlaßschleuse bietet diejenige eines sehr bedeutenden Bewässerungskanals, des aus dem Po abzweigenden Cavour-Kanals [136]). Diese Schleuse hat drei Stockwerke. In dem unteren Stockwerk befinden sich 21 Durchflußöffnungen von je 1,5 **m** Breite und 2,2 **m** lichter Höhe; dieselben werden der Sicherheit wegen mit zwei hintereinander befindlichen Reihen hölzerner, mit Eisen beschlagener Schützen geschlossen, ferner sind daselbst Falze für Dammbalken angebracht. In dem mittleren Stockwerk finden die Schütze Platz, wenn sie gehoben sind, in einer oberen bedeckten Galerie erfolgt das Heben der Schützen mit einer den sogenannten Hebeladen ähnlichen Vorrichtung.

---

[136]) Handb. (3. Aufl.) Kap. IX, S. 58.

Als Beispiel einer Schleuse mit eisernen Schützen möge der Grundablaß in der Mauer des Staubeckens im Alfeld [137]) dienen. Der Körper dieser Schleuse ist auf S. 41 besprochen, der Verschluß ihrer beiden Öffnungen wird durch zwei eiserne Schützen (Abb. 107) bewerkstelligt, welche mittels zweier Zahnstangen von der Mauerkrone aus bewegt werden, wobei die Windeböcke auf einem aus der Mauerfläche vorspringenden Mauerpfeiler aufstehen. Die gußeisernen Schützen haben eine Stärke von 40 mm und laufen in eisernen Rahmen, welche mit starken Steinschrauben auf dem Mauerwerk befestigt sind. Die Gestänge bestehen aus schmiedeeisernen Röhren von 105 mm äußeren Durchmesser und aus 50 mm starken Rundeisen, welche von den Röhren umgeben sind. In Abständen von je 3,0 m sind die Gestänge durch eiserne Führungen gehalten. Beim Aufziehen der Schützen werden nur die Rundeisen beansprucht; beim Schließen dagegen treten auch die Röhren in Tätigkeit und verhindern ein Ausbiegen der Gestänge. Die Übersetzung der Vorgelege ist so gewählt, daß beim stärksten Wasserdruck ein Mann die Schützen bewegen kann.

Abb. 107.
M. 1 : 30.



Berechnungen. Dicke der Schützen. Bezeichnet man den größten Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser, oder bei trockener Sohle die in Meter gegebene Tiefe der Unterkante des Schützes unter dem Oberwasser mit z und die Stützweite des Schützes mit b, so wird, falls b in Zentimeter gegeben ist, die Dicke e berechnet wie folgt.

Der Wasserdruck p auf 1 qcm ist nach Gl. 8, S. 55 in der Tiefe z gleich $\frac{z}{10}$ kg. Wenn nun k die zulässige Beanspruchung eines Quadratzentimeters des Baustoffes bezeichnet, hat man für einen Streifen von 1 cm Höhe

$$\frac{1}{8}\, p\, b^2 = \frac{1}{6}\, k \,.\, 1 \,.\, e^2.$$

Setzt man hierin $\frac{z}{10}$ statt p, so erhält man

$$\frac{1}{80} z b^2 = \frac{1}{6}\, k \,.\, e^2 \text{ und hieraus}$$

$$e = b \sqrt{\frac{3}{40}\,\frac{z}{k}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 40$$

oder, wenn für Holz k = 60 angenommen wird,

$$e = \frac{b}{10} \sqrt{\frac{z}{8}}$$

worin, wie nochmals bemerkt wird, z in Meter, b dagegen in Zentimeter ausgedrückt ist.

Beträgt zum Beispiel die Stützweite eines hölzernen Schützes 1,9 m und der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwassser 1,6 m, so ist die berechnete Holzdicke

[137]) Zeitschrift f. Bauwesen, 1889, S. 538.

$$e = \frac{190}{10} \cdot \sqrt{\frac{1,6}{8}} = 19\sqrt{0,2} = 8,5 \text{ cm}.$$

Bei der Ausführung wird man dies Maß wahrscheinlich nach obenhin abrunden und 10 cm annehmen.

Für Gußeisen kann k = 250 kg/qcm angesetzt werden. Alsdann wird

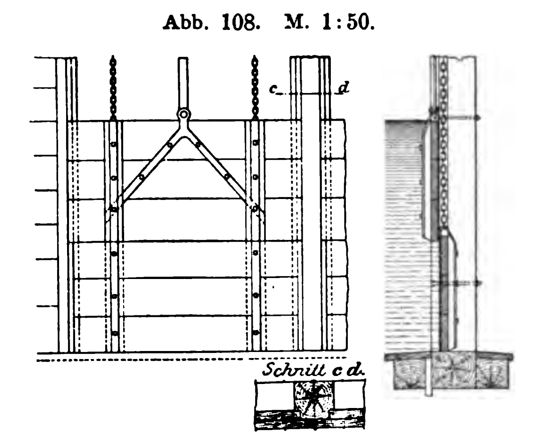
$$e = \frac{b}{10}\sqrt{0,03 . z.}$$

Bei den Schützen des Grundablasses des Alfeld-Beckens ist b = 55 cm, z = 21,7 m. Man erhält e = 4,43 cm, während bei der Ausführung 4,0 cm gewählt sind.

Bei Berechnung der Aufziehvorrichtungen ist zunächst der Bewegungswiderstand der Schützen zu ermitteln, wobei man bei den in Rede stehenden Anlagen das Eigengewicht derselben nicht zu berücksichtigen pflegt. Die Bestimmung der Größe des Wasserdrucks ist aus früher Besprochenem bekannt; man vergleiche namentlich Abb. 40, S. 60. Bei Berechnung des Wasserdrucks kommt selbstverständlich die ganze Breite des Schützes in Betracht. Aus Wasserdruck und Reibungs-Koeffizient ergibt sich die Reibung des Schützes an den Pfosten. Man wird jene reichlich bemessen und insbesondere darauf Rücksicht nehmen, daß die Fuge zwischen Schütz und Pfosten oft durch Schlamm verunreinigt wird und dergl. Dies ist Veranlassung, daß der Reibungs-Koeffizient bis auf 0,5 und darüber ansteigt[138]).

Auch bei einem vorläufigen Entwurf der Triebwerke der Aufziehvorrichtungen darf nicht unberücksichtigt bleiben, daß die zugehörigen Maschinenteile sich im Freien befinden; Verunreinigungen sind deshalb unvermeidlich. Hieraus folgt, daß die Reibungswiderstände größer sind, als bei eigentlichen Maschinen. Aus dem erwähnten Umstande erklärt sich auch, weshalb man große und wichtige Anlagen nicht selten überdacht hat. Andererseits kommt in Betracht, daß beim Heben der Schützen den Männern nur eine kurz andauernde Arbeit obliegt, weshalb ihre sekundliche Leistung die bei Tagesarbeit stattfindende weit übersteigt.

Abb. 108. M. 1:50.



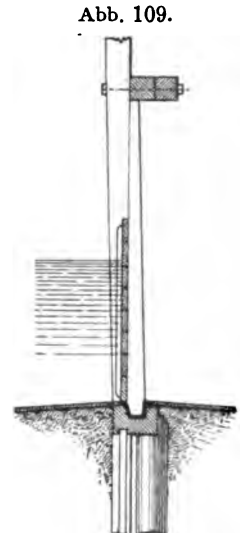
Weiterentwickelung der Wehre und Schleusen mit Schützen. Da bei den bis jetzt besprochenen Anordnungen der Abstand zwischen der Oberkante der Schützen und der Unterkante des Holms reichlich so groß sein muß, wie die Höhe der Schütztafeln, hat man bei hohen Schützen Veranlassung auf die Verminderung dieses Abstandes Bedacht zu nehmen. Aus diesem Grunde, zugleich behufs Verminderung der beim Aufziehen der Schützen

[138]) Nach Landsberg (die eisernen Stemmtore der Schiffsschleusen, S. 102) ist der Reibungs-Koeffizient für Holz auf Holz 0,4 bis 0,5, für Eisen auf Eisen 0,3 bis 0,4. Er empfiehlt jedoch, ungünstige Annahmen zu machen, weil unter Umständen der Reibungs-Koeffizient wesentlich größer ausfalle, als angenommen. So habe sich bei der Weserschleuse in Hameln der ReibungsKoeffizient, den man für Gußeisen auf Gußeisen gleich 0,2 gesetzt hatte, in Wirklichkeit auf 0,4 bis 0,6 gestellt.

aufzuwendenden Kraft, ordnet man bei großen Stauhöhen mitunter zweiteilige, übereinander stehende Schützen an, welche sich entweder in einer oder in zwei Vertikalebenen befinden. Wenn die Schützen in zwei senkrechten Ebenen hintereinander stehen, erhält in der Regel jedes Schütz, wie Abb. 108 darstellt, seine besondere Aufziehvorrichtung. Die beiden getrennt von einander zu handhabenden Schützenteile werden entweder, wie bei diesem Beispiel, in einem doppelten Falz, oder es wird ein Schützenteil im Falz, der andere in einer Nute geführt. Bisweilen genügt es, das obere Schütz mit Ketten am Griesholm aufzuhängen und am unteren Rande des unteren Schützes ein T-Eisen anzubringen, dessen Steg das obere Schütz beim Aufziehen erreicht und dieses dann mitnimmt.

Da Grieswände den Nachteil haben, daß sie die Wehröffnung dauernd beschränken und den Abgang des Eises behindern, ersetzt man sie vielfach durch bewegliche Pfosten, Setzpfosten oder Losständer genannt, welche sich nebst den Schütztafeln nach Bedarf beseitigen lassen. Ein solcher Setzpfosten greift nach Abb. 109 in einen im Fachbaum eingelassenen gußeisernen Schuh und lehnt sich oben gegen den Griesholm. Die Verbindung ist durch Schraubenbolzen hergestellt, also lösbar. Das Ausheben der Setzpfosten ist, nachdem die Schützen beseitigt sind, durch Hebe- und Windevorrichungen, das Einsetzen bei starker Strömung unter Verwendung von Haltetauen, welche die Einführung in den gußeisernen Schuh erleichtern, zu bewirken, aber stets beschwerlich.

Abb. 109.



Den Ausfluß-Koeffizienten für ein Wehr mit Grieswänden oder Setzpfosten hat Tolkmitt mit 0,65 eingeschätzt. — Von der Berechnung der Setzpfosten wird in Art. 55 die Rede sein.

Im vergangenen Jahrhundert hat die Verwendung des Walzeisens auch bei den Schützenwehren und -schleusen erhebliche Fortschritte mit sich gebracht. Man ist bezüglich der Breite der Schützen weit weniger beschränkt als früher und hat Schützen aus Walzeisen mit Breiten bis 9 m ausgeführt. Bei solchen Schützen läßt sich unter Umständen die Reibung während des Aufziehens durch Anbringen von Rollen erheblich vermindern [139]).

Für die sonstigen Fortschritte sind die bei den älteren Bauwerken mit geteilten Schützen und Losständern gemachten Erfahrungen verwertet; namentlich bewegliche eiserne Pfosten sind in verschiedenen Fällen mit Erfolg ausgeführt. Es muß dann allerdings eine feste Brücke vorhanden sein oder hergestellt werden. Vereinzelt hat man die Pfosten zum Aufziehen eingerichtet. Gebräuchlicher ist ein am Brückenoberbau befestigtes Scharnier am oberen Ende des Pfostens. Alsdann erfolgt dessen Heben durch Ketten und Windevorrichtungen von der Brückenbahn aus, während der gesenkte Pfosten unten in einem in dem Wehrrücken befestigten eisernen Schuh einen zweiten Stützpunkt findet. Ein oft genanntes Beispiel — auch für die Verwendung geteilter Schützen — ist das 163 m lange Wehr bei Pretzien [140]). Das Scharnier der

[139]) Vergl. unter anderm Handb. (3. Aufl.) Kap. XIII, S. 49.
[140]) Handb. Kap. III, S. 282.

Pfosten läßt sich indessen auch auf dem Wehrrücken anbringen, was beispielsweise bei verschiedenen Wehren in Württemberg geschehen ist.

Schließlich sei noch bemerkt, daß die Schützen auch als Nebenbestandteile anderer und größerer Bauwerke nicht selten vorkommen, und zwar nicht allein als gezogene, sondern auch als drehbare. Über diese soll im zehnten Abschnitt Einiges gesagt werden.

53. Floßgassen. Schiffsdurchlässe. Schiffbare Stauschleusen[141]. Als Einleitung sind hier einige Bemerkungen über Flößerei und über die Flußschiffahrt des Mittelalters zu machen.

Die Flößerei, deren Transporte nur talabwärts stattfinden, hat früher als die Schiffahrt große Bedeutung erlangt. Über die Flößerei mit gebundenen Flößen, deren Abteilungen oder Glieder Gestörr genannt werden, liegen für Deutschland geschichtliche Nachweise schon aus dem zweiten Jahrhundert unserer Zeitrechnung vor, doch reichen ihre Anfänge ohne Zweifel viel weiter zurück. Bei weiterer Entwickelung wurden die Flöße zum Transport von Scheitholz und Steinen, dann auch von Kaufmannsgütern benutzt. Außerdem diente die Flößerei aber auch dem talwärts gerichteten Personenverkehr.

Neben der Flößerei hat sich die deutsche Flußschiffahrt im Mittelalter mehr und mehr entwickelt, mußte jedoch mit großen Schwierigkeiten kämpfen; besonders bei der Bergfahrt machten sich dieselben sehr fühlbar. Die mühsam stromaufwärts beförderten Schiffe waren mitunter monatelang unterwegs.

Diese Schwierigkeiten der Bergfahrt führten zu einer häufigen Anwendung von roh gebauten Schiffen, welche am Bestimmungsorte zerschlagen und verkauft wurden, also verlorene Fahrzeuge waren. Auf dem Rheine hatten dieselben den zutreffenden Namen „Lautertannen“. Hiernach hat es sich im Mittelalter teils ausschließlich, teils vorwiegend um Taltransporte gehandelt, während Bergfahrten nur mit leeren oder schwach beladenen Fahrzeugen vorgenommen wurden.

Für die Beförderung der Schiffe wurde bei der Talfahrt die Schwerkraft nutzbar gemacht, indem man dieselben mit dem Strome treiben ließ, bei der Bergfahrt wurden die Schiffe vom Lande aus mittels Leinen durch Menschen oder Pferde gezogen.

Hindernisse der Flößerei und Schiffahrt waren in bergigen Gegenden unter anderm die Mühlenwehre, mitunter auch Stromschnellen, während in kleinen ruhigen Gewässern namentlich die nötige Wassertiefe fehlte. Beides führte zur Ausbildung der nunmehr zu besprechenden, ausschließlich für Verkehrszwecke angelegten Stauwerke.

Bei den Mühlenwehren und Stromschnellen wurden Bauwerke hergestellt, welche im wesentlichen wie Schützenwehre gestaltet sind, und je nach Verwendung entweder Floßgassen oder Schiffsdurchlässe genannt werden. Dieselben haben mit jenen den geneigten Vor- und Hinterboden gemein, dagegen besteht der Unterschied zwischen ihnen und den Schützenwehren, welche nur eine Ableitung des Wassers bezwecken, im wesentlichen im Folgenden:

Die Breite wird durch die Breite der Flöße oder Schiffe bedingt. Auch für

[141]) Handb. (3. Aufl.) Kap. III, S. 274, 280; Kap. X, S. 88, 111 und 146.

die lichte Höhe bei gehobener Verschlußvorrichtung sind die Fahrzeuge und ihre Bemannung maßgebend.

Der Hinterboden muß flacher liegen, als bei gewöhnlichen Schützenwehren, denn die Flöße und Schiffe nehmen auch bei mäßigen Neigungen eine sehr große Geschwindigkeit an, wenn sie die Durchlässe befahren. Eine Neigung von 3 höchstens 4 % ist noch zulässig, flachere Neigungen sind erwünscht. Der Boden muß aus Holz hergestellt werden und glatt sein, denn es läßt sich kaum vermeiden, daß die Fahrzeuge stellenweise auf ihm gleiten. Auch zu den Seitenwänden benutzt man Holz, wenn vorauszusehen ist, daß die Fahrzeuge mit ihnen in Berührung kommen.

Zum Verschluß werden meistenteils Schützen verwendet, bei geringen Stauhöhen ist es aber ausführbar und zweckmäßig die Öffnung vollständig frei zu machen. Dies geschieht nicht selten durch Schütztafeln, welche an drehbaren, von einem auf dem Lande stehenden Pfahl unterstützten Wippbäumen, ähnlich wie die Eimer eines altmodigen Ziehbrunnens, hängen. In neuerer Zeit werden die Floßgassen gewöhnlich mit eisernen Trommelwehren (vergl. Art. 57) geschlossen.

Durch das beim Befahren der Durchlässe abfließende Wasser wird der Wasserstand des Unterwassers zeitweilig etwas gehoben, was dem Weiterfahren der Fahrzeuge zu gute kommt. —

Die Stauwerke, welche man in kleinen ruhigen Gewässern behufs Beförderung der Schiffahrt angelegt hat, bezwecken eine Vermehrung der Fahrtiefen bei niedrigen Wasserständen. Man nennt sie schiffbare Stauschleusen oder kurz Stauschleusen. Ihre Anordnung ist im großen und ganzen dieselbe, wie die der in Art. 52 besprochenen Schleusen mit einer Öffnung, insbesondere haben sie mit diesen die horizontale Lage des Vor- und Hinterbodens gemein.

Bei geschlossener Schleuse wird die Fahrtiefe durch den im Oberwasser entstehenden Stau vermehrt. Das Öffnen der Schleuse bewirkt ein massenhaftes Abströmen des Wassers und es entsteht eine den Hochwasserwellen ähnliche Flutwelle, eine „Schwellung“. Dieselbe verflacht zwar (vergl. S. 151), aber die Schiffe können doch bis in das Oberwasser der nächsten Stauschleuse gelangen. Vereinzelt würden diese Stauschleusen wenig nützen.

Für ein einzelnes Schiff öffnet man die Stauschleusen in der Regel nicht, während bei Durchlässen dies der Fall ist. Man setzt für die Öffnung bestimmte Tage an, so daß es sich bei der Schiffahrt auf Schwellungen zugleich um eine intermittierende Schiffahrt handelt.

Über den Körper der schiffbaren Stauschleussen ist hier Nichts zu bemerken, die Verschlußvorrichtungen jedoch haben sich in eigenartiger Weise entwickelt. Man findet bei ihnen seit langer Zeit torähnliche Konstruktionen als Vorstufe eigentlicher Tore. Näheres bringt das weiter unten folgende Beispiel einer Stauschleuse.

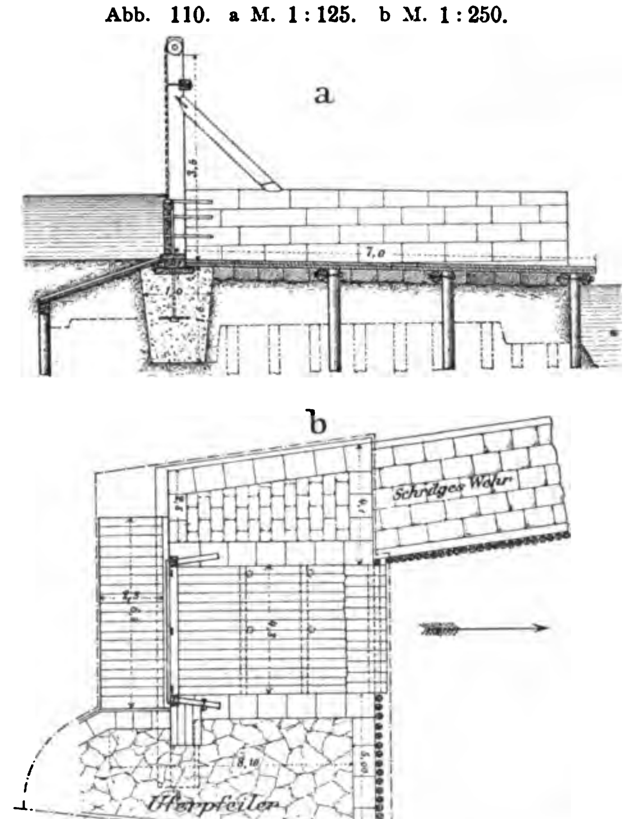
Ein großer Übelstand, namentlich bei Schiffsdurchlässen, ist die schwierige Bergfahrt. Das Heraufziehen der Schiffe ist mühsam und bedingt eine solche Verstärkung des Zuges, daß die gewöhnliche Bespannung in den meisten Fällen nicht genügt. Es ist daher notwendig Vorspann zu nehmen, oder mechanische Vorrichtungen zur Überwindung der Strömung zu benutzen. Will man das Schiff mittels eines Leinenzuges ohne Verstärkung der Bespannung durch einen Durchlaß schaffen, so kann man eine lose Rolle anwenden, indem man ein Tau mit dem einen Ende an einem auf dem Lande befindlichen Pfahl befestigt, dasselbe über eine am

Schiffe angebrachte Rolle leitet und die Pferde an dem anderen Ende des Taues ziehen läßt. Man kann aber auch einen Anker oberhalb des Durchlasses auswerfen und das Schiff an einem daran befestigten Seile mittels einer Schiffswinde hinaufziehen und dergleichen mehr.

Ähnliche, jedoch nicht so große Schwierigkeiten sind nicht selten in den Stauschleusen bei der Bergfahrt zu überwinden.

Als Beispiel einer Floßgasse diene die Thalmühle-Floßgasse[142]) an der Nagold. Bei diesem durch Abb. 110 im Längenschnitt und Grundriß dargestellten Floßdurchlaß erfolgte die Gründung der Mauern auf Beton, welcher so tief hinabreicht, daß man damit zugleich eine vollständige Dichtung erzielte. Die Floßgassenschwelle wurde unmittelbar auf das Beton-Fundament gelegt und mit letzterem durch Anker verbunden. Zum Schutz dieser Schwelle gegen die von den Gestören ausgeübten Stöße ist auf der ersteren ein 12 cm starkes eichenes Futterholz befestigt, welches des Auswechselns wegen nicht unter die Floßgassensäulen greift. Diese stehen in gußeisernen Schuhen. Die Floßgassensäulen sind an einer Kante mit Winkeleisen gegen Anstoßen der Flöße geschützt.

Abb. 110. a M. 1 : 125. b M. 1 : 250.



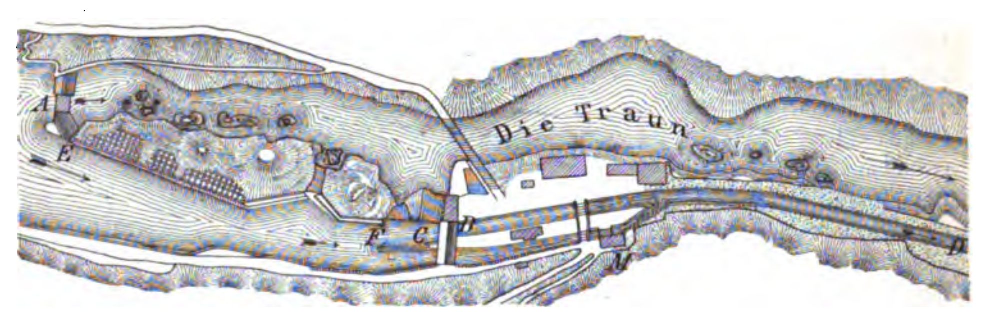
Zum Aufziehen der Schützen werden Ketten verwendet, da Zahnstangen und dergleichen wegen des oft vorkommenden zufälligen Abtreibens von Floßholz leicht verbogen werden würden. Zur Drehung der oberen Welle dient ein in der Abbildung nicht sichtbares Zahnrad nebst Kurbelvorgelege.

Die Seitenwände der Floßgasse sind, soweit sie in dem Bereich der Auskolkungen liegen, aus Stein hergestellt, hier aber auf einem Pfahlrost mit Betonüberschüttung gegründet und gegen Unterwaschungen durch eine Reihe vorgeschlagener Pfähle geschützt. Um die Gestöre sicher über die Floßgassenschwelle zu führen, ist oberhalb eine kurze Vorpritsche angebracht, diese besteht aus einer Reihe Dielen, deren Fugen mit Schwarten überdeckt sind.

[142]) Zeitschrift für Baukunde, 1880. Spalte 367—370.

Als Beispiel eines größeren Schiffsdurchlasses soll derjenige beschrieben werden, der wahrscheinlich unter allen ausgeführten der bedeutendste und längste ist und neben dem Dorfe Roitham in Ober-Österreich liegt [143]). Hier befindet sich in dem engen Felsentale der Traun unterhalb Gmunden ein durch Bauten zu einem Wehre umgestaltetes Felsenriff EF (Abb. 111). Das Wehr ist bei A mit einer

Abb. 111. M. 1 : 7200.

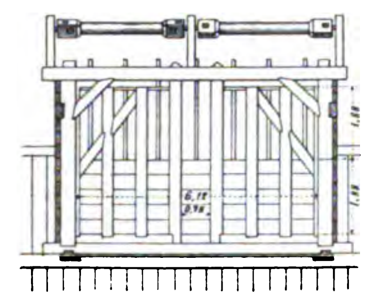


Flutöffnung (Freiarche) und bei C mit einem Überfall versehen; der Höhenunterschied zwischen Oberwasser und Unterwasser beträgt etwa 15 m. Um diese Stelle schiffbar zu machen, wurde bei B eine mit einem Schütz verschließbare Öffnung in den Felsen gehauen, an diese schließt sich ein in der Abbildung nicht in voller Länge gezeichneter Schiffahrtskanal BD an; der Querschnitt ist rechteckig, Seitenwände und Boden bestehen aus Holz. Das Schütz hat 7 m Breite, die Hebevorrichtung befindet sich in dem obern Stockwerk eines mit einem Dache versehenen Schleusenhauses. Der Kanal hat oben eine Breite von 9,3, an seinem unteren Ende eine solche von 7,5 m, seine Länge ist 395 m. Bei einem Gefälle der Traun vom Wehre bis an das Kanalende gleich 2,5 m ergibt sich für den Schiffahrtskanal ein Fall von $15 + 2,5 = 17,5$ m und ein Gefällsverhältnis von 1 : 22,6.

Es sei noch bemerkt, daß sich in dem Schleusenhause noch ein zweites Schütz für einen Kanal befindet, der einer Mühle M das Betriebswasser zuführt.

Bei der Bergfahrt sind die Schiffe (Salzschiffe) leer, sie ist trotzdem sehr schwierig. Hierüber hat Hagen (Handb. d. Wasserbaukunst (3. Aufl.) II. Teil, 3. Band, S. 122) ausführlich berichtet.

Abb. 112.



Durch schiffbare Stauschleusen [144]) ist die Alster auf vier Meilen Länge von Hamburg aufwärts schiffbar gemacht. Die Vorrichtung zum Schließen der 6,12 m breiten Öffnungen besteht, wie Abb. 112 darstellt, aus zwei Toren, welche den gewöhnlichen Schleusentoren verwandt sind, sich um senkrechte Achsen drehen und sich, wenn sie geschlossen sind, unten gegen eine über den Boden vortretende Schwelle und oben gegen einen Spannriegel lehnen, der beide Seitenwände miteinander verbindet. Das gleichschenkelige

[143]) Steiner. Ausgeführte Ingenieurbauten. (Wien 1879).
[144]) Hagen, Handb. d. Wasserbaukunst (3. Aufl.) II. Teil, 3. Band, S. 123.

Dreieck, welches die geschlossenen Tore im Horizontalschnitt bilden, hat etwa den zwanzigsten Teil der Grundlinie zur Höhe.

Eine Eigentümlichkeit der Tore dieser Stauschleusen besteht darin, daß sie sich nicht unmittelbar berühren, sondern daß zwischen ihnen eine Öffnung bleibt, die durch ein Schütz geschlossen wird. Ferner sind die Tore nicht mit einem dichten Bohlenbelag verkleidet, sondern die Felder zwischen je zwei Pfosten sind offen und werden durch Schütze geschlossen. Auf diese Weise bestehen die Tore eigentlich nur aus Rahmen und Pfosten, welche, wie auch die Wendesäulen, mit Falzen versehen sind.

Will man eine solche Stauschleuse öffnen, so hebt man ein Schütz nach dem anderen heraus, wozu die beiden darüber angebrachten Wellen dienen, welche mittels durchgesteckter Hebel gedreht werden. Die Schütze befestigt man, sobald sie aus dem Wasser gezogen sind, mit Haken an die Tore. Nur das mittelste Schütz, welches jedoch bloß zur Zeit des kleinsten Wassers eingestellt wird, muß jedesmal ganz herausgenommen werden. Das Wasser ergießt sich, sobald die Schützen gehoben sind, durch die Öffnungen zwischen den Stielen, und da diese letzteren nur einen geringen Druck erleiden, kann man mittels Windevorrichtungen die Tore gegen den Strom öffnen.

Der Stau einer jeden Schleuse beträgt etwa 1,5 m, und in den zwischenliegenden Stromstrecken bleibt gewöhnlich noch ein namhaftes Gefälle. Wenn ein Schiff durchgeführt werden soll, so geschieht dies nicht unmittelbar nach dem Öffnen der Tore, sondern man läßt zuerst das Wasser so lange hindurchströmen, bis das Gefälle in der Schleuse sich auf etwa die Hälfte ermäßigt hat.

Zweckmäßiger sind die Tore bei den Stauschleusen in der Delvenau angeordnet, indem der Verschluß der Öffnungen zwischen den Torstielen durch mehrere übereinander stehende Schützen, das Drehen der Torrahmen durch die verlängerten oberen Rahmhölzer und das Heben der Schützen von einer am Torrahmen angebrachten Laufbrücke aus erfolgt. Die Torrahmen sind wie Stemmtore (vergl. Art. 54) konstruiert und lehnen sich dementsprechend nur an die Schlagschwelle und das Mauerwerk. Dies sind wahrscheinlich die ersten Stauwerke des deutschen Binnenlandes, welche Stemmtore haben; die Tore der Deichschleusen sind jedoch viel älter.

Seit Erfindung der Kammerschleusen werden Stauschleusen der beschriebenen Art nur noch selten angewendet; vorher aber bildeten sie bei Flüssen von geringer Tiefe und starkem Gefälle ein wichtiges Mittel der Schiffbarmachung.

Durch die bereits im 14. Jahrhundert hergestellte Wasserstraße, welche aus der mit Stauschleusen versehenen Delvenau und dem Stecknitz-Kanal bestand, wurde eine Verbindung der Elbe mit der Ostsee hergestellt; sie ist, soweit bekannt, die erste künstliche Wasserstraße in Deutschland.

54. Kammerschleusen. Entstehung der Schiffahrtskanäle [145]). Aus dem im Artikel 53 Gesagten geht hervor, daß es sich bei der Binnenschiffahrt hauptsächlich um Erleichterung der Bergfahrt handeln mußte. Die Unvollkommenheiten der Stauschleusen und Schiffsdurchlässe wurden nun dadurch beseitigt, daß man zwei Stauschleusen in mäßigem, aber die Länge eines Schiffes übersteigenden Abstande

---

[145]) Handb. (3. Aufl.) Kap. X, S. 92 und 147. — Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst (3. Aufl.) II. Teil. 3. Band, S. 115 und 174.

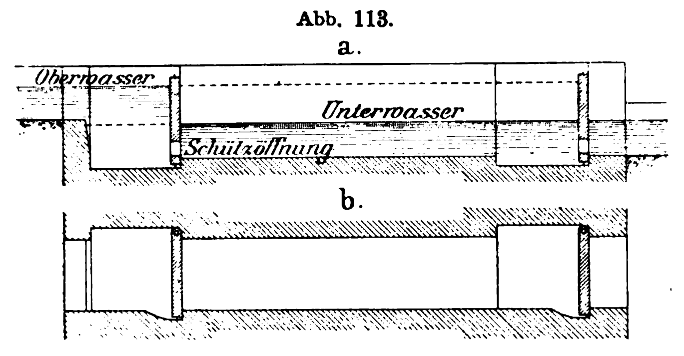
voneinander ausführte und hierdurch Kammerschleusen bildete, durch welche Schiffe ohne Schwierigkeit aus einem tieferen Wasserspiegel auf einen höher liegenden gehoben werden konnten.

Die erste zuverlässige Nachricht über die Erfindung der Kammerschleusen findet sich in einem um das Jahr 1450 verfaßten italienischen Werke „De re aedificatoria", worin jene Bauwerke etwa folgendermaßen beschrieben werden: Man sperrt durch je einen Verschluß den Strom an zwei Stellen in einer solchen Ausdehnung ab, daß der Zwischenraum ein Schiff der Länge nach aufnehmen kann. Soll dieses stromaufwärts fahren, so wird der untere Verschluß, nachdem es hineingefahren ist, gesperrt und der obere geöffnet; wenn es dagegen stromabwärts gehen soll, so wird nach der Durchfahrt der obere Verschluß geschlossen und alsdann der untere geöffnet. Auf diese Weise kann das Schiff in sanfter Strömung aus dem abgesperrten Flußteil herausfahren.

Außer den Italienern beanspruchen auch die Holländer, deren schiffbare Deichschleusen mit den Kammerschleusen in naher Beziehung stehen, die Ehre jener Erfindung und behaupten, Kammerschleusen noch früher als die Italiener erbaut zu haben. Wahrscheinlich sind jedoch diese Bauwerke sowohl in Italien, als auch in den Niederlanden, um ein dringendes Bedürfnis zu befriedigen, zu ziemlich gleicher Zeit entstanden.

Die Verschlußvorrichtungen der ältesten Kammerschleusen sind vermutlich Schütztafeln gewesen, welche so hoch gehoben wurden, daß den damals nur kleinen Kähnen die Einfahrt in den zwischen beiden Verschlüssen liegenden Raum, die Kammer, und die Ausfahrt aus demselben ermöglicht war. Hierbei vollzog sich das für das Heben und Senken der Schiffe erforderliche Füllen und Leeren der Kammer einfach durch ein geringes Aufheben der Schütztafeln.

Abb. 113.



Man ging jedoch bald zu Toren über, wobei anfangs vielleicht einflügelige Drehtore angewendet wurden, eine Anordnung, welche in obiger Abbildung 113 angedeutet ist. Zum Zwecke des Füllens und Leerens der Kammer mußten die Tore mit Öffnungen versehen werden, welche durch Schütze verschließbar waren. Wann und wo die einflügeligen Tore zuerst durch zweiflügelige Stemmtore, d. h. durch Tore, deren Flügelrichtungen im Grundriß einen stumpfen Winkel bilden, ersetzt wurden, ist nicht genau bekannt; doch kommen Zeichnungen schon Ende des fünfzehnten Jahrhunderts vor.

Die Entstehung der Stemmtore erklärt sich folgendermaßen: Bei dicken Torflügeln befindet sich die Drehachse am besten mitten in einer am Rücken abgerundeten Säule, der Wendesäule. Legt man nun zwei solcher Flügel in ein und dieselbe Ebene, so lassen sie sich nur dann öffnen und schließen, wenn zwischen ihnen ein

Spalt frei bleibt, was Wasserverluste mit sich bringen würde. Stemmtore haben diesen Übelstand nicht.

Der Vorgang beim Schleusen der Schiffe ist folgender: Findet sich in der Kammer der Wasserstand des Unterwassers und will ein Schiff flußaufwärts fahren, so wird das untere Tor geöffnet und, nachdem das Fahrzeug in die Kammer eingefahren ist, wieder geschlossen. Öffnet man alsdann die Schützöffnung des oberen Tores, so hebt sich der Wasserstand der Kammer und damit auch das Schiff auf denjenigen des Oberwassers und das erstere kann, nachdem das obere Tor vollständig geöffnet wurde, ohne Schwierigkeit in das Oberwasser eintreten. Bei der Talfahrt dagegen fährt das Schiff, wenn in der Kammer der Wasserstand des Oberwassers ist, nach dem Öffnen des oberen Schleusentores in die Kammer hinein, in welcher alsdann durch Schließen des oberen und Öffnen der Schützen des unteren Tores der Wasserstand auf denjenigen des Unterwassers gesenkt wird. —

Bei einer Kammerschleuse unterscheidet man drei Hauptteile, nämlich die beiden Stauvorrichtungen und den mittleren Raum, worin die Schiffe liegen, wenn sie gehoben oder gesenkt werden. Jene nennt man die Häupter und zwar dasjenige, welches sich am Oberwasser befindet, das Oberhaupt und das gegenüberstehende das Unterhaupt. Der mittlere Raum heißt, wie schon oben erwähnt, die Kammer. Die Häupter erhalten Öffnungen von solcher Weite und Tiefe, daß die größten Schiffe, die durchfahren sollen, kein Hindernis finden.

Wenn eine Kammerschleuse einen Schiffsdurchlaß ersetzt, kann ihr Boden nicht durchweg gleiche Höhe erhalten, weil er sich sowohl an die Sohle des Oberwassers, wie an die des Unterwassers anschließen muß. Der höhere Teil des Bodens, den man Oberboden nennt, befindet sich im Oberhaupt, während der Unterboden sich durch die Schleusenkammer und das Unterhaupt erstreckt. Zwischen beiden liegt der Abfallboden, welcher den Übergang vom Oberboden zu dem Boden der

Abb. 114.

Schleusenkammer bildet und, wenn er aus Mauerwerk besteht, zur Abfallmauer wird, vergl. Abb. 114. Die Teile des Bodens, an welche sich die Tore lehnen, nennt man die Schlagschwellen oder Drempel. Der Abstand $L L_1$ ist die nutzbare Länge der Schleuse. Näheres über die Schiffsschleusen bringt der zehnte Abschnitt.

Die Erfindung der Kammerschleuse hatte eine weitgehende Entwickelung der Wasserstraßen und eine größere Ausdehnung der Flußschiffahrt im Gefolge, weil unter Anwendung dieser Schleusen die starken Gefälle, welche früher mit Hilfe von

Schiffsdurchlässen nur mühsam zu befahren waren, mit Leichtigkeit überwunden werden konnten. Diese Verbesserung der Flußschiffahrt wurde zuerst in Frankreich vorgenommen. Die erste diesem Zwecke dienende Schleuse soll daselbst im Jahre 1515 gebaut worden sein.

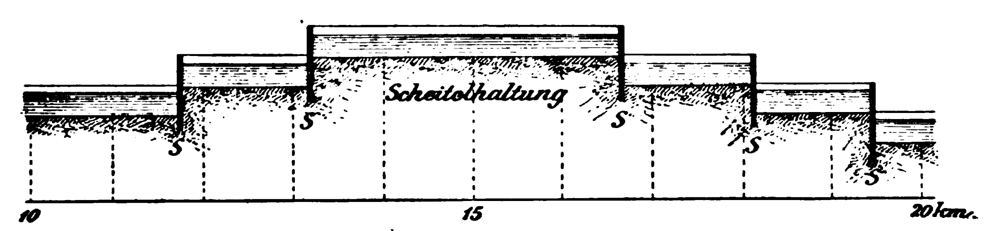
Eine solche Anwendung der Kammerschleuse hat sich im Laufe der letzten Jahrhunderte immer weiter ausgedehnt; der Vorgang war in der Regel der, daß die Kammerschleusen in Flüssen an Stellen mit besonders starken Gefällen vereinzelt und nach und nach angelegt wurden. Es handelt sich hier um eine Vorstufe der heutigen Flußkanalisierung, deren Entwickelung sich demnach derart vollzogen hat, daß die zum Betriebe von Mühlen angelegten Stauwerke zuerst mit Durchlässen, dann mit Kammerschleusen versehen wurden; später ging man dann in der im Art. 56 zu besprechenden Weise vor.

Noch wichtiger ist die Vervollkommnung der Schiffahrtskanäle, welche, wie in Art. 24 erwähnt wurde, anfangs schiffbare Entwässerungs- und Bewässerungskanäle waren. Mit Hilfe der Kammerschleuse konnte man neue künstliche Wasserstraßen neben den Flüssen herstellen und mit den Kanälen sogar Wasserscheiden überschreiten.

Die Verbreitung der Schiffahrtskanäle fällt in das 17. und 18. Jahrhundert. Bei Herstellung eines solchen Kanals sind Strecken mit wagerechtem Wasserspiegel (Haltungen) anzulegen und durch je eine Kammerschleuse abzuschließen. Die Kanalschleusen haben, wie die Flußschleusen, mit seltenen Ausnahmen einen Oberboden und einen Unterboden. Den Höhenunterschied zwischen dem Oberwasser und dem Unterwasser nennt man das Gefälle der Schleuse.

Je nach Umständen entstehen Seitenkanäle oder wie in Abb. 115 dargestellt,

Abb. 115.



sogenannte Scheitelkanäle. Ein Seitenkanal begleitet einen von Natur wenig oder gar nicht schiffbaren Wasserlauf, ein Scheitelkanal dagegen überschreitet eine Wasserscheide. Der große Fortschritt, welcher durch die Herstellung von Scheitelkanälen im Hügellande gemacht wurde, ging gleichfalls von Frankreich aus, wo man im Jahre 1642 den ersten derartigen Kanal zur Verbindung der Loire mit der Seine erbaute.

55. Nadelwehre mit Wehrböcken[146]. Bei den älteren Nadelwehren (vergl. S. 156) waren die beweglichen Teile fast ganz aus Holz hergestellt; die Nadeln stützten sich unten gegen einen Vorsprung des Wehrrückens und oben gegen

[146]) Handb. (3. Aufl.) Kap. III, S. 243 bis 246 und 295 bis 300, sowie Kap. XI, S. 555 bis 557. — Franzius, Der Wasserbau im Handb. d. Baukunde, S. 91 bis 93.

einen Holm, welcher gewönlich um einen gut befestigten Zapfen drehbar, mitunter aber verschiebbar war. Diese Anordnung gestattete nur mäßige Breiten bis etwa 12 m.

Im vergangenen Jahrhundert hatte bei den Nadelwehren, wie bei zahlreichen anderen Bauwerken, die Massenerzeugung des Schmied- und Walzeisens große Fortschritte im Gefolge, insbesondere waren die im Jahre 1834 von dem französischen Ingenieur Poirée erfundenen beweglichen eisernen Mittelstützen, welche sich auf den Wehrrücken niederlegen lassen, epochemachend, weil dieselben die zeitweise Freilegung des Durchflußquerschnitts auf die fast volle Breite eines Flusses ermöglichen.

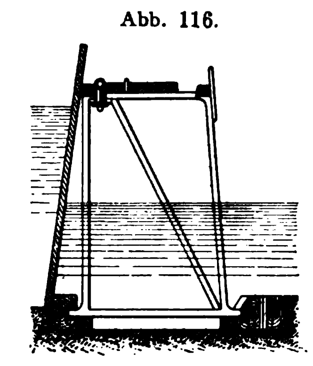
Ein neueres Nadelwehr besteht im wesentlichen aus dem meistens horizontalen von Pfeilern begrenzten Wehrrücken, den beweglichen Mittelstützen, welche Wehrböcke genannt werden, den die Wehröffnung schließenden Nadeln und der Laufbrücke, von der aus die Nadeln eingesetzt und wieder herausgenommen werden. Der Wehrrücken bietet den Nadeln an ihrem unteren Ende durch eine Vertiefung einen Anschlag von etwa 15 cm Höhe. Die beweglichen Wehrböcke, welche in mäßigen Entfernungen angeordnet werden, haben eine solche Form, daß sie sich dem Wasserdruck wirksam entgegenstemmen. Um eine horizontale Achse, welche sich dicht über dem Wehrrücken befindet, lassen sie sich drehen und durch Ketten wieder aufrichten. Wenn dies geschehen ist, werden an den oberen, der Strömung zugekehrten Ecken leichte eiserne, von Bock zu Bock reichende Holme, die Nadellehnen, angebracht, welche die oberen Teile der Nadeln stützen, zugleich aber die Böcke in senkrechter Stellung erhalten.

Das Niederlegen der Böcke bedingt eine ansehnliche Breite des Wehrrückens und die Herstellung einer Nische in einem der Pfeiler, welche eine Öffnung begrenzen, mittelbar also auch die Breite des letzteren. Wie bei Überfallwehren sind Sturzbetten, welche sich an den Wehrrücken anschließen, nicht zu entbehren.

Die meistens vierkantigen, 6 bis 10 cm starken Nadeln aus feinem Tannenholz sind oben mit einem Handgriff versehen. Der Verschluß durch Nadeln ergibt im allgemeinen einen größeren Wasserverlust, als derjenige durch Schützen, weshalb man diesen durch dichtes Setzen der Nadeln nach Möglichkeit vermindert.

Daß der Laufsteg aus einzelnen, von Bock zu Bock reichenden Teilen bestehen und daß er beweglich sein muß, ist selbstverständlich.

Abb. 116.



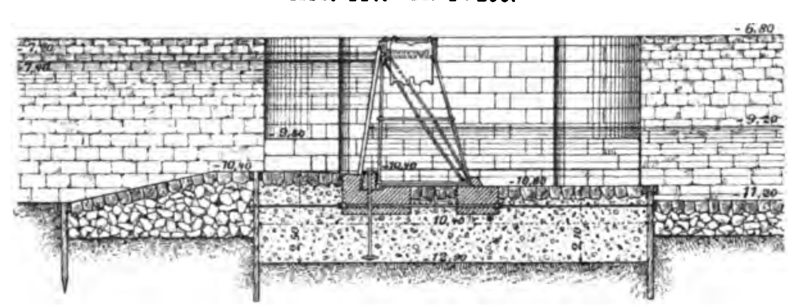
Nadelwehre können in großen Flüssen ohne Nachteil angewendet werden, weil ihre Beseitigung vor Eintritt des Hochwassers von der Laufbrücke aus in kurzer Zeit möglich ist. Zu diesem Zwecke hebt man zunächst die Nadeln aus, entfernt sodann den Laufsteg zwischen einem geeigneten Pfeiler und dem zunächst gelegenen Wehrbock und legt nunmehr den freigewordenen Bock durch Nachlassen einer Kette auf den Wehrrücken nieder. In dieser Weise von Wehrbock zu Wehrbock weiter verfahrend, gelangt man zu dem anderen Pfeiler, von dem aus das Wiederaufrichten des Wehres in umgekehrter Reihenfolge geschieht.

Konstruktion. Bei dem von Poirée erbauten Wehre (Abb. 116) wurde außer zu den Nadeln auch zu anderen Teilen noch Holz verwendet. Jeder Wehrbock

besteht aus der unteren Welle, zwei Ständern, einer Strebe und einem Obertramen. Die Welle ist in Holzschwellen gelagert, welche eine vertiefte Rinne in dem massiven Wehrrücken einfassen. Am Obertramen ist an einem Ringe eine Kette von solcher Länge angebracht, daß sich der Bock niederlegen und von dem benachbarten Wehrbock aus, an dem die Kette ebenfalls befestigt ist, durch Anziehen derselben wieder aufrichten läßt. Die Nadellehnen bestehen aus in Klauen endigenden Flacheisen. Der Laufsteg wurde aus kurzen Brettern hergestellt, welche etwas geneigt lagen, weil ihre Enden sich oberhalb der Böcke überdeckten.

Im Laufe der Zeit ist das Holz von Wehrrücken und Wehrböcken verschwunden, auch sonstige Verbesserungen sind vorgenommen, Abb. 117 (Nadelwehr in der

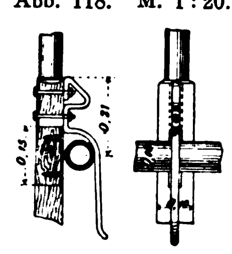
Abb. 117. M. 1 : 200.



Unter-Brahe, von Garbe ausgeführt) zeigt einige derselben. Der Rücken dieses Wehres wird aus einer im Mittel 2,2 m starken und 10,4 m breiten Betonschichte gebildet, welche oben abgepflastert und von Spundwänden eingefaßt ist. Oberhalb schließt sich ein aus Steinen hergestellter, ebenfalls abgepflasterter Vorboden an, während unterhalb die Flußsohle durch eine 15,0 m lange und 1,0 m starke, abgepflasterte Steinlage gesichert ist.

Beachtenswert ist, daß man nach dem Vorbilde belgischer Wehre die zu Versandungen Anlaß gebende Rinne im Wehrrücken (vergl. Abb. 116) durch Anordnung eines über demselben hervorragenden Lagers auf der Unterwasserseite beseitigt hat. Der Laufsteg zwischen je zwei Wehrböcken besteht aus einer einzigen eisernen Tafel, welche sich niederklappen läßt, aufgerichtet aber die Verbindung mit dem nächsten Wehrbock bewirkt. Die letzteren sind aus zusammengeschweißtem Eisen von rechteckigem Querschnitt konstruiert. Die Strebe ist fischbauchförmig gestaltet; diese Form hat jedoch eine allgemeine Anwendung nicht gefunden.

Abb. 118. M. 1 : 20.

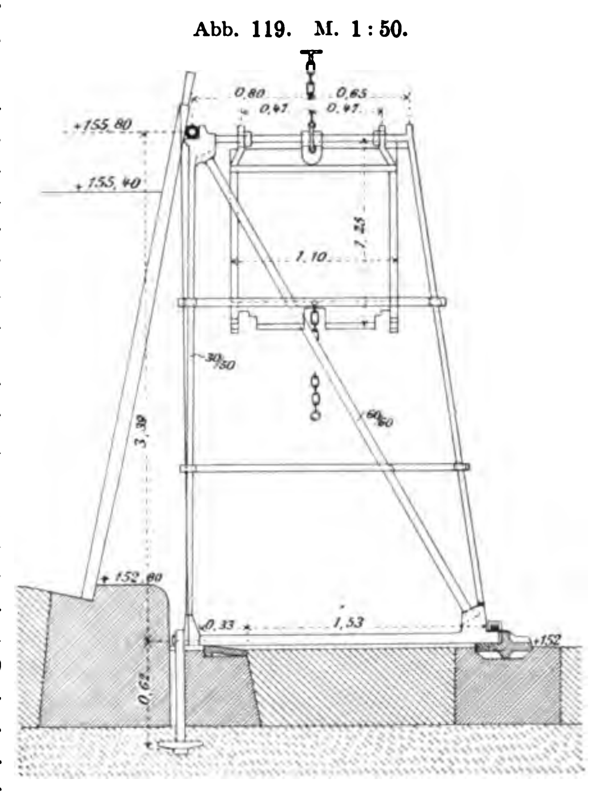


Mitunter, beispielsweise bei den zur Kanalisierung der Mosel von Schlichting ausgeführten Nadelwehren, hat man zu den Wehrböcken Formeisen verwendet und dementsprechend genietete Verbindungen angeordnet. Es dürften jedoch Volleisen und geschweißte Verbindungen vorzuziehen sein, so lange die Höhe der Wehrböcke die Ausführung gestattet.

Ein bedeutsamer Fortschritt ist durch eine von Guillemain angegebene, in Abb. 118 dargestellte Einrichtung gemacht, bei der jede Nadel mit einem Haken versehen ist, mit dem sie um die abgerundete Nadellehne frei schwingt, wenn sie

nur gehoben, aber nicht herausgenommen wird. Beim Anheben benutzt man einen Hebel, dessen Ende in die über dem Haken befindliche Nase gesteckt wird, und bewerkstelligt dasselbe in sehr kurzer Zeit. Weil die angehobene Nadel nach dem Unterwasser durchschlägt und dann einen nur geringen Stau verursacht, können die sonstigen Arbeiten mit Ruhe vorgenommen werden und jede Gefahr einer Überflutung des Laufstegs ist vermieden. Auch beim Einsetzen der Nadeln leisten die Haken gute Dienste.

Abb. 119. M. 1 : 50.



Die Haken bringen runde Nadellehnen mit sich, welche ihrerseits die Form der oberen Ecke des Wehrbocks (Abb. 119) bedingen. Man verwendet zu den Lehnen eiserne Röhren, bringt an der oberen Ecke des Bocks einen lotrecht stehenden Dorn an und verblattet je zwei Lehnen miteinander (Abb. 120 Längenschnitt). In der beschriebenen Weise sind die Nadellehnen bei der von Mohr ausgeführten Kanalisierung der Oder zwischen Kosel und der Neissemündung, insbesondere bei dem Wehr bei Konty, ausgeführt worden [147]).

Das genannte Wehr bewirkt eine Anstauung um 2,10 m. Die Gründung ist auf einem mit Spundwänden eingefaßten Betonbett von 1,5 m Stärke erfolgt, welches in den 35,20 m weiten Wehröffnungen die zur Aufnahme der Wehrböcke erforderliche Breite von 6,0 m besitzt. Der Wehrrücken enthält die Granitwerksteine zum Tragen der Wehrböcke und Nadeln, zwischen denen sich Füllmauerwerk aus Backsteinen befindet.

Abb. 120. M. 1 : 20.



Die Wehrböcke sind aus Volleisen hergestellt und bestehen aus der oberen und unteren Welle, dem vorderen und dem hinteren Ständer. Diese vier Teile sind in den Ecken mit in Gesenken geschmiedeten Eckstücken zusammengeschweißt. Die Strebe, die Hauptträgerin des Wasserdruckes, ist frei eingesetzt und wird durch Laschen festgehalten. Zwei wagerechte Querverbindungen, aus je zwei Flacheisen bestehend, die unter sich durch Bolzen verbunden sind, dienen zur weiteren Versteifung des Wehrbockes.

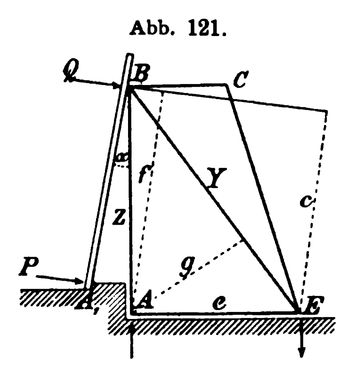
---

[147]) Zeitschr. f. Bauwesen. 1890, Sp. 375—380.

Die Verbindung der Wehrböcke untereinander wird, wie oben erwähnt, durch die Nadellehnen, sowie durch Tafeln hergestellt, welche an der oberen Welle des einen Bockes drehbar befestigt sind und die Welle des anderen mit zwei Klauen erfassen. Auf dem Wehrrücken ist jeder Bock mittels eines vorderen Führungsschuhes und eines hinteren Bocklagers aufgestellt, welche beide durch eingegossene Steinschrauben mit den Granitsteinen fest verbunden sind. Gegen Umwerfen durch Wasserdruck oder Stöße sind die Wehrböcke durch kräftige Anker gesichert, die mit einer Schleife über das vordere Ende der unteren Welle des Bockes greifen und deren Ankerplatten je nach der auf den Wehrbock treffenden Druckbelastung entweder unmittelbar unter dem Granitstein liegen, oder bis zu 0,5 m in das Betonbett eingelassen sind. Die Entfernung der einzelnen Wehrböcke voneinander beträgt von Mitte zu Mitte 1,25 m.

Die Nadeln besitzen durchweg eine Breite von 9,6 cm und eine dem Wasserdruck entsprechende Stärke von 10 cm. Zur Gewichtsverminderung ist die erforderliche Stärke nur an der meistbelasteten Stelle vorhanden, die Nadeln sind also nach ihren beiden Enden hin abgeschwächt. Als Material ist Lärchenholz gewählt, welches von den hier in Frage kommenden Hölzern das geringste Gewicht bei gleicher Festigkeit und Zähigkeit hat.

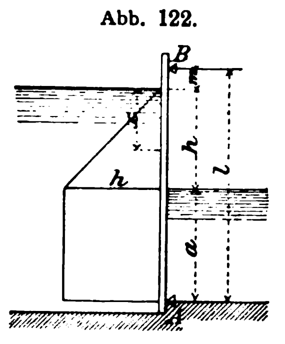
Abb. 121.



Sonstige Einzelheiten sind in der auf S. 183 genannten Mitteilung ausführlich erörtert.

Berechnungen. Die Nadeln werden durch Wasserdruck beansprucht und haben demselben wie ein frei aufliegender und ungleichmäßig belasteter Balken Widerstand zu leisten. Ihr unteres Ende übt einen Druck P (Abb. 121) gegen den Vorsprung des Wehrrückens aus, während ein Druck Q die Nadellehnen trifft. Die Kraft Q erzeugt in dem Ständer AB Zug und in der Strebe BE Druck, bei letzterer ist aber auch die Möglichkeit einer Zerknickung zu berücksichtigen. Die Teile BC und CE sind von untergeordneter Bedeutung, ihre Abmessungen können ohne Berechnung ermittelt werden. — Die Art der Beanspruchung der Hauptteile des Wehrbocks ist dieselbe, wie bei einer aus einem horizontalen, einem vertikalen und einem schrägen Stabe gebildeten Konsole, deren Spitze belastet ist.

Abb. 122.



Weil der Winkel α nur klein ist, soll behufs Vereinfachung der Berechnung die Neigung der Nadeln vorläufig unberücksichtigt bleiben und die für ihre Stärke im Nachstehenden entwickelten Formeln lassen sich für Lospfosten und andere einen Wasserdruck aufnehmende lotrechte Ständer, welche einen festen Fuß haben und oben gestützt sind, ohne weiteres verwenden.

Es bezeichnet nun b die Breite der Nadeln, wenn es sich um diese handelt, oder aber den Abstand von Mitte zu Mitte zwischen zwei Wehrböcken, wenn letztere untersucht werden. Die Belastungsfläche ist in Abb. 122 gezeichnet. Der Abstand des oberen Stützpunkts vom Stauspiegel ist mit m bezeichnet. Werden alle

Abmessungen in Meter ausgedrückt und bezeichnet γ das Gewicht eines cbm Wasser, so ist der Wasserdruck:

$$D = \gamma \cdot b \cdot h \cdot a + \gamma b \cdot \frac{h \cdot h}{2}, \text{ oder}$$

$$D = \frac{\gamma \cdot b \cdot h}{2}(2a + h),$$

und sein Moment für A_1 als Drehpunkt ergibt sich

$$\mathfrak{M} = \gamma \cdot b \cdot h \cdot a \cdot \frac{a}{2} + \frac{\gamma \cdot b \cdot h \cdot h}{2}\left(a + \frac{h}{3}\right) = \gamma \cdot b\left[a \cdot h \cdot \frac{a}{2} + \frac{h^2}{2}\left(a + \frac{h}{3}\right)\right]$$

$$= \frac{\gamma \cdot b \cdot h}{6}\left[3a \cdot a + 3h\left(a + \frac{h}{3}\right)\right], \text{ oder } \mathfrak{M} = \frac{\gamma \cdot b \cdot h}{6}\left[3a(a + h) + h^2\right]$$

Der obere Stützendruck berechnet sich jetzt

$$Q = \frac{\mathfrak{M}}{l} = \frac{\gamma \cdot b \cdot h}{6 \cdot l}\left[3a(a + h) + h^2\right] \quad \ldots\ldots\ldots \quad 41.$$

und der untere

$$P = D - Q \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 42.$$

In der Tiefe x unter dem Oberwasserspiegel ist das Biegungsmoment, wenn $x < h$ ist,

$$M_x = Q(m + x) - \gamma \cdot b \cdot \frac{x^2}{2} \cdot \frac{x}{3}.$$

Sei nun ξ derjenige Wert von x, für den das Biegungsmoment am größten wird, so ergibt sich, indem $\frac{dM}{dx} = 0$ gesetzt wird, für ξ die Bedingungsgleichung

$$2Q - \gamma \cdot b \cdot \xi^2 = 0$$

und hieraus in Verbindung mit der vorhergehenden Gleichung das größte Biegungsmoment

$$M = Q\left(m + \frac{2}{3}\xi\right), \text{ wo } \xi = \sqrt{\frac{2Q}{\gamma \cdot b}} \text{ ist} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 43.$$

Wird dagegen $\xi > h$, so ist statt dieser Formel die folgende:

$$M = \frac{P^2}{2\gamma \cdot b \cdot h} = \frac{(D - Q)^2}{2\gamma \cdot b \cdot h}$$

anzuwenden, welche aus der Momentengleichung für den unteren Teil der Nadel bezw. des untersuchten Feldes in gleicher Weise wie die vorige aus derjenigen des oberen Teiles erhalten wird.

Die Berechnung der Wehrböcke geschieht in folgender Weise. Wird der Druck, welcher durch die oberen Nadellehnen auf jeden Wehrbock übertragen wird, gleich Q gesetzt (Abb. 121), so ist dieser Druck die einzige angreifende Kraft, der jener zu widerstehen hat. Der Vorderständer AB wird, wie gesagt, auf Zug, die Strebe BE auf Druck beansprucht und die daselbst wirkenden Kräfte

$$Z = \frac{Q \cdot c}{e} \text{ und } Y = \frac{Q \cdot f}{g} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 44.$$

ergeben sich unmittelbar aus der Momentengleichung für E, beziehungsweise A als Drehpunkt.

Bei der vorstehenden Berechnung der Nadeln ist nur der Druck des ruhenden Wassers in Betracht gezogen worden. Die Nadeln können aber noch ungünstiger beansprucht werden, nämlich, abgesehen von Wind und Wellenschlag dann, wenn durch Ausheben einzelner Nadeln Öffnungen entstanden sind, durch welche das Wasser hindurchströmt. Denn hier entsteht eine große Geschwindigkeit, und das den Öffnungen zuströmende Wasser beansprucht die an den Lücken stehenden Nadeln stärker, als dies vorher durch die ruhende Wassermasse geschehen war.

Da aber eine genaue Berechnung nicht ausführbar ist, so genügt es, auf diesen Umstand im allgemeinen hinzuweisen.

Bei den Wehrböcken ist zu berücksichtigen, daß die Streben erheblich größere Abmessungen erhalten müssen, als die Formel 44 für Y ergibt, wenn sie gegen Zerknicken geschützt sein sollen.

Wie man die obigen, dem Handbuche entnommenen Berechnungen gestalten kann, wenn man auf große Genauigkeit verzichtet, wird in Art 57 erörtert werden.

Nach den Formeln 41 bis 44 berechnet sich für das Wehr der Kanalisierung der Oder der Druck Q, welcher durch die oberen Nadellehnen auf jeden Wehrbock übertragen wird, wie folgt:

Da die Entfernung b = 1,25 **m**, die Stauhöhe h = 2,1 **m** und die Höhe a des Unterwassers 1,0 **m** beträgt, so ist der Wasserdruck

$$D = \frac{\gamma \cdot b \cdot h}{2}(2a + h)$$

$$= \frac{1000 \cdot 1{,}25 \cdot 2{,}1}{2}(2 \cdot 1{,}0 + 2{,}1) = 5380 \text{ kg}.$$

Das Moment für den unteren Drehpunkt ergibt sich demnach:

$$\mathfrak{M} = \frac{\gamma \cdot b \cdot h}{6}\left[3a(a + h) + h^2\right]$$

$$= \frac{1000 \cdot 1{,}25 \cdot 2{,}1}{6}\left[3 \cdot 1{,}0\,(1{,}0 + 2{,}1) + 2{,}1^2\right] = 6000 \text{ kgm}.$$

Der auf den Wehrbock übertragene Druck berechnet sich nun, da die Länge l zwischen den beiden Unterstützungspunkten der Nadel 3,1 **m** beträgt,

$$Q = \frac{\mathfrak{M}}{l} = \frac{6000}{3{,}1} = 1290 \text{ kg und}$$

$$\xi = \sqrt{\frac{2\,Q}{\gamma \cdot b}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1290}{1000 \cdot 1{,}25}} = 1.435 \text{ m}.$$

Da $\xi < h$ ist, so berechnet sich das größte Biegungsmoment

$$M = Q\left(m + \frac{2}{3}\xi\right),$$

oder mit m = 0,4 **m**

$$M = 1290\left(0{,}4 + \frac{2}{3} \cdot 1{,}435\right) = 1750 \text{ kgm}.$$

Die Nadeln haben einen Querschnitt von 9,5 **cm** Breite und 10 **cm** Höhe, mithin ist ihr Widerstandsmoment

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{9{,}5 \cdot 10^2}{6} = 158 \text{ bezogen auf cm}.$$

Die größte Beanspruchung der Nadeln, von denen jede von dem ganzen Biegungsmoment nur einen Teil gleich $\frac{9{,}5}{125}$ aufzunehmen hat, ist deshalb

$$k = \frac{M \cdot 100}{158} \cdot \frac{9{,}5}{125} = \frac{175000}{158} \cdot \frac{9{,}5}{125} = 84 \text{ kg/qcm}.$$

Weil die Neigung der Nadeln vernachlässigt ist und wegen der oben hervorgehobenen Umstände kann man hierfür etwa 90 **kg/qcm** annehmen.

Um die Handhabung der Nadeln zu erleichtern muß ihr Gewicht möglichst verringert werden; man hat deshalb nicht selten größere Beanspruchungen (von

120 **kg/qcm** und mehr) zugelassen und erachtet einen während des Betriebes eintretenden Bruch einzelner Nadeln für den geringeren Übelstand.

Der ausgeführte Vorderständer, welcher einen Querschnitt von 30 X 50 **mm** besitzt, wird durch eine Kraft Z auf Zug in Anspruch genommen, die sich nach der Formel berechnet:

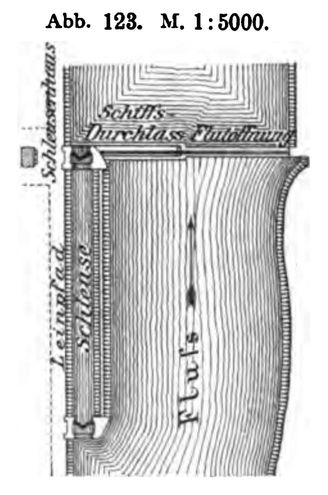
$$Z = \frac{Q \cdot c}{e},$$

oder da für den in Rede stehenden Wehrbock c = 2,9 **m** und e = 1,9 **m**,

$$Z = \frac{1290 \cdot 2{,}9}{1{,}9} = 1970 \text{ kg}$$

oder mit etwa 5 % Zuschlag wegen Vernachlässigung der Neigung der Nadeln (rund) 2050 **kg**. Die Strebe, deren Querschnitt 60 × 60 **mm** ist, wird durch eine Kraft Y auf Druck beansprucht, die sich aus der Gleichung ergibt:

Abb. 123. M. 1:5000.



$$Y = \frac{Q \cdot f}{g},$$

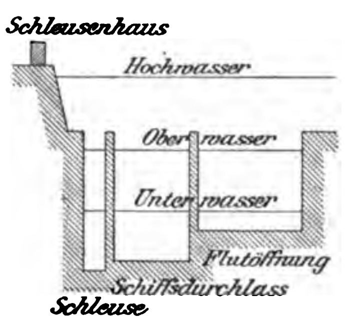
oder da hier f = 3,3 **m** und g = 1,7 **m** ist,

$$Y = \frac{1290 \cdot 3{,}3}{1{,}7} = 2500 \text{ kg}$$

oder mit Zuschlag 2620 **kg**.

Die Inanspruchnahme für das **qmm** berechnet sich hiernach bei dem Vorderständer zu etwa 1,4, bei der Strebe zu etwa 0,8 **kg**, also geringer, als üblich. Es ergibt sich, daß man bei letzterer das Zerknicken nicht unberücksichtigt gelassen hat. Ferner ist zu beachten, daß hier eine Eisenkonstruktion vorliegt, welche sich bald in der Luft, bald im Wasser befindet und deshalb dem Rosten sehr ausgesetzt ist. Auch können beim Aufrichten und Niederlegen der Böcke leicht außergewöhnliche Beanspruchungen der Stäbe eintreten. Die bei der Ausführung gewählten Abmessungen erscheinen somit durch praktische Anforderungen begründet.

Abb. 124.



56. Verwendung der Wehre und der Kammerschleusen bei der Kanalisierung der Flüsse [148]). Die Anfänge der Flußkanalisierung fanden bereits in Artikel 54 Erwähnung; eine weitere Ausbildung und Verbreitung derselben wurde durch die beweglichen Wehre ermöglicht. Die Kanalisierung eines Flusses bezweckt die Erhöhung der Schiffbarkeit durch Herstellung größerer Wassertiefen (Fahrtiefen) bei niederen Wasserständen des im gewöhnlichen Zustande befindlichen Flusses. Bei der Kanalisierung wird durch Erbauung von Stauwerken, welche in der Regel Nadelwehre sind, eine Anstauung des Wasserspiegels herbeigeführt, mithin das natürliche Gefälle an einzelnen Punkten, den Staustufen, konzentriert. Die Flußstrecken zwischen

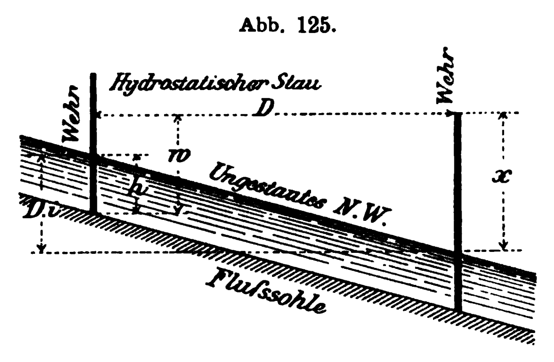
[148]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XI, S. 535, 544, 550, 564.

den Wehren haben gewöhnlich ein sehr geringes Gefälle und nehmen den Charakter eines Kanals an, weshalb sie gleich den zwischen den einzelnen Schleusen liegenden Strecken eines Schiffahrtskanals Haltungen genannt werden.

Neben jeder Wehranlage oder in mäßiger Entfernung von derselben ist eine Kammerschleuse zu erbauen, mittels deren die Schiffe die Staustufe überschreiten können. Wo lebhafte Flößerei besteht, wird ein Floßdurchlaß hinzugefügt. Ferner wird in den größeren Wehren eine Öffnung mit tiefliegender Sohle hergestellt, um sie als Schiffsdurchlaß bei höheren Wasserständen zu benutzen. Die übrigen Öffnungen dienen als Flutöffnungen. Man vergleiche Abb. 123 und 124.

Der Abstand zwischen zwei Wehren pflegt durch die Örtlichkeiten gegeben zu sein, desgleichen die erstrebte Wassertiefe unterhalb des oberen Wehres und zwar letztere durch die Anforderungen der Schiffahrt; dann müssen die Stauspiegel so bestimmt werden, daß die gewünschte Fahrtiefe auch bei Kleinwasser noch am obersten Punkte der Haltungen erzielt wird.

Abb. 125.



Bedeutet (Abb. 125):

D die Entfernung der beiden Wehre voneinander,

i das Gefällsverhältnis bei niedrigem ungestauten Wasserstand,

x die Höhe der Oberkante des unteren Wehres über dem ungestauten niedrigen Wasserstand,

h die natürliche Wassertiefe am oberen Wehr und

w die Minimaltiefe, welche die Schiffahrt erfordert,

so ergibt sich die Stauhöhe x an dem unteren Wehr:

$$x = w - h + D \, . \, i.$$

Zweckmäßig ist es jedoch, wenn man x etwas größer annimmt, als diese Formel ergibt, da eine Vermehrung der Fahrtiefe die Wahl des Ortes für das obere Wehr erleichtert. Aus diesem Grunde und mit Rücksicht auf etwaige Versandungen des Flußbettes pflegt man auch nur den hydrostatischen und nicht den hydraulischen Stau der Berechnung zugrunde zu legen.

Die Gefälle der Stauwerke bei niedrigem Wasserstande liegen bei den Kanalisierungen der deutschen Flüsse meistens zwischen 1,75 und 2,80 m. In ein und demselben Fluß ist ein einigermaßen gleichmäßiges Gefälle zu erstreben, aber selten zu erreichen.

Die 36 km lange Strecke des Mains[149]) zwischen Frankfurt und dem Rhein besaß bei 10,4 m Gefälle nur 0,9 m mittlere Fahrtiefe. Diese wurde durch fünf, in den Jahren 1883 bis 1886 erbaute Wehre zunächst auf 2,0 m und nach weiterer Vertiefung der Flußsohle vor einigen Jahren auf 2,5 m gebracht.

Die Wehre, deren Gefälle die oben angegebenen Größen haben, liegen in den Flutöffnungen 2,5 m und in den Schiffsdurchlässen 3,1 m unter dem normalen Stauspiegel. Ihre Weite beträgt je nach der Breite des Flusses 108,4 bis 163,8 m und

[149]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XI, S. 572.

ist auf 2 bis 4 Öffnungen verteilt; eine Öffnung von 47 bis 59 **m** Weite dient als Schiffsdurchlaß. Am rechten Ufer befindet sich ein 12 **m** weiter, durch ein Trommelwehr (vergl. Art. 57) geschlossener Floßdurchlaß.

Die Schleusen dieser, in Abb. 126 im Längenprofil teilweise dargestellten

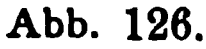
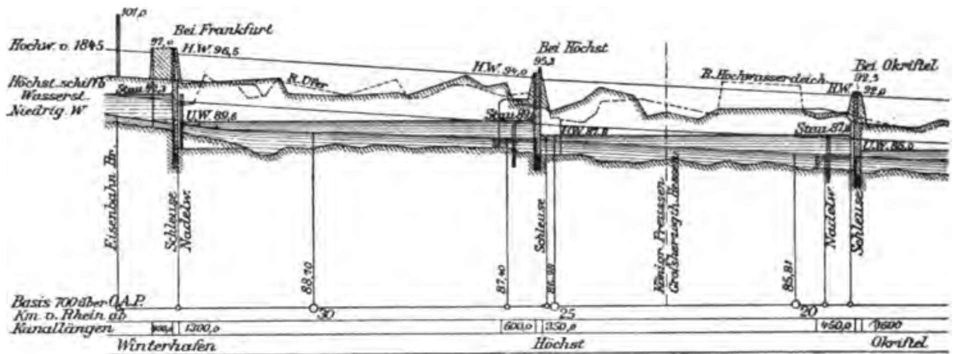


Abb. 126.



kanalisierten Flußstrecke, welche 2,5 **m** Drempeltiefe, 10,5 **m** Weite und 80 **m** nutzbare Länge haben, sind durch eine längere Erdzunge von dem Wehr getrennt.

Bei Bestimmung der lichten Weite der Wehre pflegt man, um Beschwerden der Anlieger zu umgehen, eine erhebliche Einschränkung des Hochwasserquerschnitts zu vermeiden, selbst wenn sie vom hydrotechnischen Standpunkte wohl zulässig erschiene.

Wenn der bei Hochwasser eintretende Stau unter Zugrundelegung einer angenommenen Weite des Wehres berechnet werden soll, können nach Tolkmitt für die Ausfluß-Koeffizienten folgende Werte angenommen werden:

a) Für die Flutöffnungen bei vollständiger Beseitigung der Nadeln und Niederlegung der Wehrböcke

$$\mu_1 = 0{,}83 \text{ und } \mu_2 = 0{,}62.$$

b) Für den Schiffsdurchlaß mit freier Durchflußöffnung bis zur Sohle des Wasserlaufs

$$\mu_1 = \mu_2 = 0{,}75 \text{ bis } 0{,}85.$$

μ_1 und μ_2 haben hier dieselbe Bedeutung wie in Art. 46, (Ungleichförmige Bewegung des fließenden Wassers) *).

Feste Wehre kommen wegen der Hochwasseranstauung und der allmählich eintretenden Erhöhung der Flußsohle nur bei tief eingeschnittenen Flußbetten und bei unvollständigen Kanalisierungen in Frage. Die Krone solcher festen Wehre liegt in geringer Höhe über dem Stauspiegel und ihre Länge muß so bestimmt werden, daß der zulässige Stau bei Hochwasser nicht überschritten wird.

Als Beispiel einer Staustufe, bei welcher ein festes Wehr verwendet ist, diene die Stauanlage, welche in der Lahn oberhalb Kalkofen hergestellt ist, vergl.

---

*) Der Ausfluß-Koeffizient ist übrigens noch von anderen Umständen, als oben genannt sind, abhängig, unter anderem von der Weite der Öffnungen und bei steinernen Bauwerken mit verschiedenen Öffnungen von der Form der Vorköpfe der Zwischenpfeiler. Man vergleiche Handb. (3. Aufl.) Anhang zu Kap. III, S. 328.

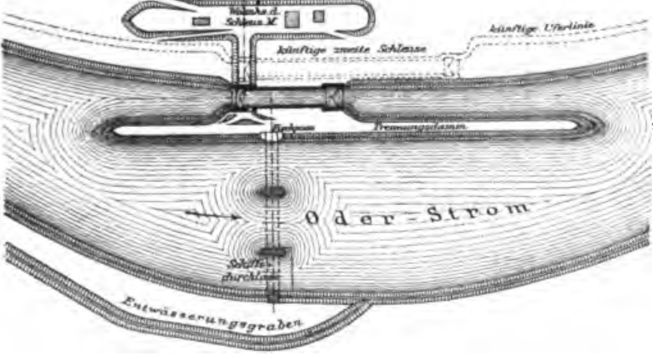
Abb. 96, S. 161. Die Stromschnelle hatte hier ein Gefälle von 1:275 mit nur 0,5 m Fahrtiefe bei Kleinwasser, während eine solche von 1,5 m erstrebt wurde. Die Schleuse liegt in einem in der Sohle 12,0 m breiten Seitenkanal und ist mit hochwasserfreiem Oberhaupt nebst anschließendem, längs des Kanals sich hinziehenden hochwasserfreien Deiche hergestellt. Zwischen der Schleuse, deren Sohle 1,5 m unter dem angestauten Wasserspiegel liegt, und dem Wärterhause zieht der Leinpfad hin. An der oberen Abzweigung des Kanals aus der Lahn ist letztere von einem massiven gekrümmten Überfallwehr mit geschweiftem Profil durchquert.

Bei älteren Kanalisierungen hat man mitunter gebrochene Wehre erbaut, indem man ein festes, in der Achse des Flusses liegendes Überfallwehr verwendete, an dessen Enden sich sowohl oben wie unten ein Nadelwehr anschloß. Die Anlage gestaltete sich somit im Grundrisse hakenförmig. Jene Überfallwehre sollten die Nadelwehre bei plötzlich eintretenden Hochwassern entlasten und namentlich ein Überfluten der Laufbrücken verhüten. Durch die neueren Vervollkommnungen der Nadelwehre und durch Einrichtung eines Hochwasser-Meldedienstes sind sie entbehrlich geworden.

In kleineren Flüssen pflegt man das Wehr in seiner ganzen Breite in derselben Tiefenlage, nämlich derjenigen des Durchlasses, herzustellen und selbst bei größeren Flüssen gewährt dieses manche Vorteile. Man kommt dann mit einer geringeren Weite aus und die beweglichen Teile sind in denselben Abmessungen zu beschaffen, außerdem brauchen weniger Ergänzungsstücke vorrätig gehalten zu werden.

Vollständig ausgestattete Staustufen findet man unter anderm bei der in den Jahren 1891 bis 1896 ausgeführten Kanalisierung der Oder[150]) von Kosel bis zur Neiße-Mündung. Es wurden 12 Nadelwehre erbaut, deren Wehrböcke in Art. 55 besprochen und berechnet wurden. Abb. 127 gibt den Lageplan einer Staustufe. Die Wehre haben 1,75 bis 2,6 m Gefälle, 78 bis 126 m Weite, eine oder zwei Flutöffnungen, der Schiffsdurchlaß ist 25 m weit.

Abb. 127. M. 1 : 5000.

Im allgemeinen muß die Weite des Schiffsdurchlasses, um Gefahren beim Begegnen zweier Schiffe zu vermeiden, mindestens gleich drei Schiffsbreiten sein. Gewöhnlich wird sie aber zur bequemeren Ausübung der Schiffahrt und um den Flutöffnungen eine geringere Weite geben zu können, erheblich größer gewählt.

Der Rücken der Flutöffnungen liegt 0,4 bis 0,8 m, durchschnittlich etwa 0,7 m unter dem hydrostatischen Rückstau, etwa 0,2 m unter dem bisherigen Niederwasser und 1,2 m unter dem früheren Mittelwasser. Die Schiffsdurchlässe liegen 0,5 m tiefer als die Flutwehre. Der Rückstau erhebt sich nur etwa 0,5 m über das Niedrig-

[150]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XI, S. 576. — Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 50.

wasser und 1,0 m über der Flußsohle, so daß in der Oder zur Herstellung von mindestens 1,5 m Tiefe Baggerungen vorgenommen werden mußten.

Die Schleusen haben 55 m Nutzlänge und 9,6 m Weite, der Unterdrempel liegt 2,0 m unter dem hydrostatischen Rückstau. Sie liegen mit den Kammerwänden den Wehrpfeilern gleich hoch, nämlich 0,6 m über dem Stauspiegel; jedoch sind sie im Oberhaupt hochwasserfrei. Nur die den Schiffsdurchlaß begrenzenden Pfeiler reichen bis über den höchsten schiffbaren Wasserstand, d. h. bis etwa 1 m über den Stauspiegel.

Die Wehröffnungen sind von der Schleuse durch einen, daselbst 23,6 m breiten Trennungsdamm geschieden. Von dem Wohnhaus des Schleusenmeisters führt ein Verbindungsdamm nach der Schleuse, welcher an letzterer 3,1 m über dem Oberwasser derselben liegt.

Die erwähnte hochwasserfreie Lage des Oberhauptes kommt bei Flußschleusen oft vor; sie bringt mit sich, daß die Seitenmauern des Oberhaupts und dessen Tore höher ausfallen, als die Mauern und die Tore des Unterhaupts. Man beseitigt hierdurch die Übelstände, welche entstehen, wenn die Schleuse und die Seitenkanäle von den mit Sinkstoffen beladenen Hochwassern durchströmt werden.

In bezug auf die Lage der Schleusen lassen sich drei Anordnungen unterscheiden, von denen die nachstehend unter 1 und 2 angeführten am häufigsten vorkommen.

1. Die Schleuse liegt im Flußbett unmittelbar neben dem Wehr, von dem sie durch einen etwa 4 m breiten Pfeiler getrennt ist (Abb. 123, S. 187) und wird bei Hochwasser ebenso wie das bewegliche Wehr überflutet. Diese Anordnung wird gewählt, falls der Fluß genügende Breite für die Aufnahme beider Bauwerke besitzt, hat aber mancherlei Übelstände.

2. Die Schleuse wird in einem Kanale von mäßiger Länge erbaut, der unmittelbar neben dem Flusse angelegt und von ihm durch Erdzungen getrennt ist, (vergl. Abb. 96, S. 161). Längere Schleusenkanäle vermindern die Versandungen unterhalb der Wehre, geben gute Schiffsliegeplätze und erleichtern die spätere Verlängerung der Schleusen. Für einen sicheren Betrieb uit Schleppzügen ist es erwünscht, ober- und unterhalb der Schleuse je eine 150 bis 200 m lange gerade Strecke anzulegen und der Ein- und Ausfahrt schlanke Krümmungen zugeben. Die Schleusen werden, wenn tunlich, an einem ausbiegenden (konvexen) Ufer erbaut, so daß die Schleusenkanäle eine Geradelegung der Fahrstraße herbeiführen.

3. Falls die Flußstrecke unterhalb des Wehres Stromschnellen oder ein großes Gefälle oder stärkere Krümmungen besitzt, so daß sie den Fahrzeugen erhebliche Schwierigkeiten bereitet, wird ein Schleusenkanal von ansehnlicher Länge ausgeführt, der dann nicht in nächster Nähe des Flusses zur Ausführung gebracht wird.

Nebenanlagen. Das Beamtengebäude für den Schleusenmeister und dessen Gehilfen, die auch das Wehr bedienen, und der Schuppen zur Aufbewahrung der Geräte, Dammbalken usw. werden auf einer hochwasserfreien Fläche seitlich der Schleuse errichtet, wobei die Verbindung mit derselben durch einen hochwasserfreien Damm herzustellen ist. Bei den Staustufen der Oder ist das Schleusenwärtergebäude so weit zurückgerückt, daß später die Errichtung einer Schleppzugsschleuse — wie in Abb. 127 angedeutet — zwischen ihm und der zunächst erbauten, nur 55 m langen Schleuse möglich ist. Wird das Wehr nicht in unmittelbarem

Anschluß an die Schleuse erbaut, so ist auch ein besonderes Gebäude für den Wehrwärter herzustellen.

Die Erhaltung des Fischreichtums in den Wasserläufen bedingt bei den Wehren bauliche Anlagen, welche bestimmten Fischarten das Aufsteigen von den unteren Wasserlaufstrecken nach den oberen zu ihren dort befindlichen Laichplätzen ermöglichen. Solche künstlichen Fischwege nennt man Fischpässe, Fischleitern oder Fischtreppen[151]). Im wesentlichen bestehen sie aus einer in einem verlängerten Landpfeiler des Wehres hergestellten offenen Rinne, in der das Gefälle des Wehres durch Quermauern mit dazwischen liegenden Becken in kleinere Stufen eingeteilt wird. In den Quermauern können Schlupflöcher angebracht werden.

57. Neuere Anordnungen beweglicher Wehre, insbesondere Trommelwehre[152]). Die Anforderungen, welche an Stauhöhe und ungestörten Betrieb der beweglichen Wehre gestellt werden, sind in neuerer Zeit erheblich gestiegen; es hat sich auch herausgestellt, daß die Nadelwehre bei großen Stauhöhen und auch sonst mancherlei Übelstände haben, von denen die nachstehenden namhaft gemacht werden sollen:

1. Bei Frost frieren die Nadeln zusammen, weshalb ein frühzeitiges Herausnehmen derselben und selbst ein Niederlegen der Böcke erforderlich wird.

2. Das Herausnehmen und Wiedereinstellen der Nadeln beansprucht mehr Zeit, als das Öffnen und Schließen von Schützen.

3. Die bei größerem Gefälle verwendeten Nadeln erfordern eine so erhebliche Kraft und Geschicklichkeit, daß die Bedienung mit großen Schwierigkeiten und selbst mit Gefahren verknüpft ist.

4. Endlich wird die Undichtigkeit der Nadeln als ein Mangel für Flüsse mit geringen Wassermengen angesehen.

Schützenwehre der auf S. 172 besprochenen Art haben diese Übelstände nicht oder nur in geringem Grade, bei ihnen fällt auch der Wehrkörper einfacher und billiger aus, als bei Nadelwehren, andererseits bedingen sie für den Zweck der Bewegung der Schützen und der Griesständer die Herstellung einer festen Brücke. Wo nun eine solche für Verkehrszwecke ohnehin erforderlich ist, werden sie den Nadelwehren mit Recht vorgezogen.

Boulé hat die Mängel der gewöhnlichen Nadelwehre dadurch vermieden, daß er Schütztafeln vor die Wehrböcke stellte. Diese Vereinigung der Schütz- und Nadelwehr-Konstruktion besitzt die meisten Vorzüge beider Wehrarten und eignet sich namentlich für größere Gefälle, sowie für Flüsse mit rasch wechselnden Zuflüssen. Sie wurde 1874 bei der 28,7 m weiten linksseitigen Öffnung eines Wehres[152]) oberhalb Paris erprobt, dessen Böcke 4,75 m hoch sind und ein größtes Gefälle von 3,1 m aufnehmen. Zwischen je zwei 1,10 m voneinander entfernten Wehrböcken bilden je drei übereinander stehende hölzerne und durch Eisenbeschläge verstärkte Schütze den Abschluß der Öffnungen. Das Aufziehen der Schützen erfolgt durch eine auf Schienengeleisen der Laufbrücke fahrbare Winde, indem eine mit Haken versehene, an der Windekette befestigte Stange in einen Bügel eingreift. Zur vollständigen Hebung der Schützen dient ein Flaschenzug, zum Einsetzen dagegen

---

[151]) Handb. (3. Aufl.) Kap. III, § 14.

[152]) Handb. Kap. III, S. 282, 301, 312, 316. — Kap. XI. S. 553 bis 557.

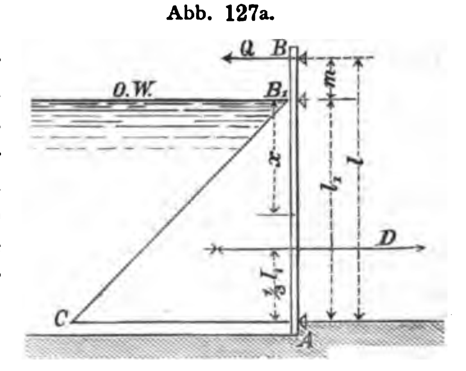
eine zweite Stange, mit der das Schütz abwärts gedrückt wird. Zur leichteren Regulierung des Stauspiegels erhalten die obersten Tafeln nur 0,2 bis 0,25 m Höhe, so daß sie ohne Winde von Hand zu bedienen sind.

Die Verwendung von mit Teer getränkter Leinwand zum Dichten der Nadelwehre führte zur Konstruktion von Tafeln, welche aus übereinander liegenden, einzelnen, durch die Leinwand verbundenen Holzstäben bestehen und sich durch Ketten wie ein Rolladen aufrollen lassen. Unten besitzen diese Rolltafeln zur Erleichterung des Aufrollens einen halbcylindrischen schweren Stab. Ein derartiges Rolltafelwehr wurde von Cameré und Lagrené bei Poses [153]) in der unteren Seine erbaut. Aber sowohl die reißende Strömung, welche bei dem Aufrollen unmittelbar über den Wehrrücken entsteht und eine sehr kräftige Gründung bedingt, als auch der große Druck der Rolltafeln auf die Wehrböcke, da letztere auch den Druck aufnehmen müssen, welche Nadeln auf den Anschlag des Wehrrückens übertragen, sind erhebliche Übelstände. Eine ausgedehnte Verwendung werden die Rolltafelwehre voraussichtlich nicht finden. —

Eine Belastung lotrechter, an den Enden gestützter Ständer durch Wasserdruck kommt bei Wehren und Schleusen so oft vor, daß eine auf S. 186 in Aussicht gestellte vereinfachte Berechnung, deren Ergebnisse in der Regel genau genug sind, hier Platz finden darf.

Wenn man erwägt, daß der Wasserspiegel OW des Oberwassers (Abb. 127a) zeitweilig eine höhere Lage, als die normale, annehmen kann, daß ferner eine Stauwand AB nicht selten bewegtes, also einen Stoß ausübendes Wasser abzuhalten (zu kehren) hat, und dergl. mehr, so erscheint es für den vorliegenden Zweck zulässig, den Gegendruck des Unterwassers (falls die Stauwand von einem solchen überhaupt erreicht wird) zu vernachlässigen und als Belastungsfläche ein Dreieck AB_1C einzuführen. Dann ist für eine Breite = 1 der Wasserdruck

Abb. 127a.



$$D = \frac{1}{2}\gamma l_1^2.$$

Für B_1 als Stützpunkt erfolgt aus einer einfachen Rechnung der Abstand des gefährlichen Querschnitts $x = \frac{1}{3} l_1 \sqrt{3}$.

Als größtes Biegungsmoment ergibt sich

$$M = \frac{2}{9\sqrt{3}} D\, l_1 = 0{,}128\, D\, l_1.$$

Bei gleichmäßig verteilter Belastung wäre $M = 0{,}125\, D\, l_1$ und es folgt, daß man für gewöhnliche Fälle die sogen. Dreieckslasten als gleichmäßig verteilte Lasten behandeln darf. Man vergleiche Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.), I, S. 365.

Wenn nun der obere Stützpunkt nicht bei B_1, sondern bei B liegt, kann man, solange m verhältnismäßig klein ist, doch in der angegebenen Weise rechnen, ohne einen erheblichen Fehler zu begehen.

Bei den Nadeln eines Nadelwehrs darf man der Berechnung jene Vernachlässigung des Drucks des Unterwassers neben Annahme einer lotrechten Stellung

[153]) Handb. (3. Aufl.) Kap. III, S. 302.

der Nadeln auch deshalb zugrunde legen, weil die letztere einen Teil des Fehlers aufhebt, den die genannte Vernachlässigung hervorruft.

Die Anwendung des Vorstehenden für den auf S. 186 besprochenen Fall gestaltet sich, wie folgt:

Es ist $l_1 = 2{,}7$ **m**, $m = 0{,}4$ **m**, somit $l = 3{,}1$ **m**.

Breite des einem Wehrbock zufallenden Wasserkörpers 1,25 **m**.

Querschnitt der Nadeln 9,5 . 10 **cm**.

$D = \frac{1}{2} . 2{,}7^2 . 1000 . 1{,}25 = 4556$ oder abgerundet 4560 **kg**.

Auf eine Nadel entfallen $\frac{9{,}5}{125} . 4560 = 346$ **kg**.

$M = \frac{1}{8} . 346 . 310 = 13410$

$W = \frac{1}{6} . 9{,}5 . 10^2 = 158$

$k = 13410 : 158 = 85$ **kg/qcm**.

Die genaue Rechnung hat 84 **kg/qcm** ergeben.

Auch für den oberen Stützendruck Q (Abb. 127a) erhält man im vorliegenden und in ähnlichen Fällen bei Vernachlässigung des Drucks des Unterwassers einen brauchbaren Näherungswert. Es ist

$$\frac{1}{3} l_1 D = Q\, l, \text{ somit } Q = \frac{1}{3} D \frac{l_1}{l}$$

$$\text{oder hier } Q = \frac{1}{3} . 4560 \frac{2{,}7}{3{,}1} = 1320 \textbf{ kg},$$

während die genaue Rechnung 1290 **kg** ergeben hat. —

Klappenwehre. Man hat viele Mühe verwendet, den beweglichen Wehren den Wasserdruck dienstbar zu machen, indem man beispielsweise die beweglichen Teile als lotrecht oder etwas geneigt stehende Tafeln (Klappen) mit horizontaler Drehachse anordnete. Wenn man dann die Achse in angemessener Lage unterhalb der Mitte der Klappe anbringt, so wird die letztere sich bei mehr und mehr steigendem Wasser um etwa 90° drehen und dem Wasser ziemlich freien Lauf gewähren. Sobald das Wasser gefallen ist, kann man sie ohne große Mühe wieder in ihre frühere Lage bringen.

Derartige Wehre sind insofern selbstwirkend, als sie durch den Wasserdruck geöffnet werden. Durch eine andere, weiter unten zu besprechende Anordnung hat man erreicht, daß der Wasserdruck beides bewirkt. Auf zahlreiche sonstige seltenere Anordnungen soll hier nicht eingegangen werden.

Die Klappenwehre zerfallen somit in solche, welche durch Wasserdruck nur geöffnet und in solche, welche durch diese Kraft sowohl geöffnet, als auch geschlossen werden. Die Nebeneinanderstellung einer größeren Zahl von Klappen ermöglicht den Abschluß breiter Wehröffnungen. Wasserverluste treten auch hier ein, weil die Fugen zwischen den einzlenen Klappen nicht wasserdicht geschlossen werden können.

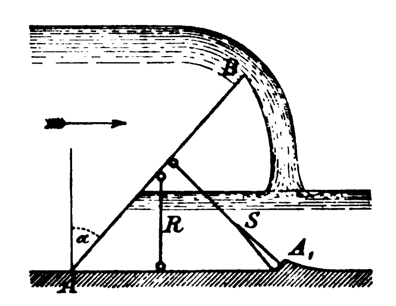
Von den durch Wasserdruck zu öffnenden Klappenwehren hat das zuerst von Chanoine[154]) konstruierte nicht selten Verwendung gefunden. Bei demselben bestehen die etwas mehr als 1 **m** breiten Klappen aus starken, mit Bohlen verkleideten Holzrahmen und ihre Drehachse ruht auf einem eisernen, trapezförmig

---

[154]) Handb. (3.Aufl.) Kap. III, S. 303 bis 305. — Vergl. auch die Berechnung daselbst. S. 246.

gestalteten, oben und unten mit Zapfen versehenem Stützrahmen R, s. die schematische Abb. 128. Die oberen Zapfen sind an der Klappe, die unteren auf dem Wehrrücken gelagert. In aufgerichtetetem Zustande wird die Klappe ferner durch eine Strebe S abgestützt, deren keulenförmiges Ende sich gegen einen festen Vorsprung A_1 legt. Wenn bei steigendem Wasser die Enden der Streben auf irgend eine Weise von jenen Vorsprüngen entfernt werden, legen sich die Klappen nebst ihrem Zubehör auf den Wehrrücken nieder, bei fallendem Wasser werden dieselben von einer Laufbrücke aus wieder aufgerichtet.

Abb. 128.



Die Einzelheiten dieser Klappenwehre haben eine feste Gestalt noch nicht angenommen, es scheint, daß sie sich hauptsächlich für Flutöffnungen eignen.

Den durch Wasserdruck zu öffnenden und zu schließenden Klappenwehren liegt der Gedanke zu Grunde, den Wasserdruck behufs Niederlegung der Klappe auf einen oberen Teil derselben und behufs Aufrichtung auf einen unteren größeren Teil der Klappe wirken zu lassen.

Von den zahlreichen Anordnungen dieser Klappenwehre verdienen die von Desfontaines erfundenen Trommelwehre Beachtung. Durch Mohrs Verbesserungen an den Trommelwehren in der Küddow und in der Spree ist diese Art der Wehre namentlich zum Abschluß von Floßdurchlässen wertvoll geworden und seitdem für diesen Zweck in den kanalisierten Strecken des Mains und der Oder an verschiedenen Stellen mit Erfolg zur Ausführung gelangt.

Als Staumittel werden bei allen Trommelwehren Klappen verwendet, welche sich um eine, sie in zwei fast gleiche Teile zerlegende Horizontalachse drehen. Der untere Teil bewegt sich in einer in dem Wehrrücken hergestellten, im wesentlichen cylindrisch gestalteten Vertiefung, der sogenannten Trommel. Je nachdem man die äußersten Stellen derselben durch Kanäle mit dem Ober- oder Unterwasser in Verbindung setzt, schließt, beziehungsweise öffnet man das Wehr.

Die älteren Trommelwehre bestanden aus einer Gruppe einzelner Klappen von mäßiger Breite, deren Achsen je zwei Lager erforderten. Mohr ordnete nun in der Trommel einen Träger an und befestigte auf diesem die mittleren Lager der nach Bedarf verlängerten Achse. Hierdurch ist es gelungen, die Breite der Klappen bis auf 10 m zu vergrößern.

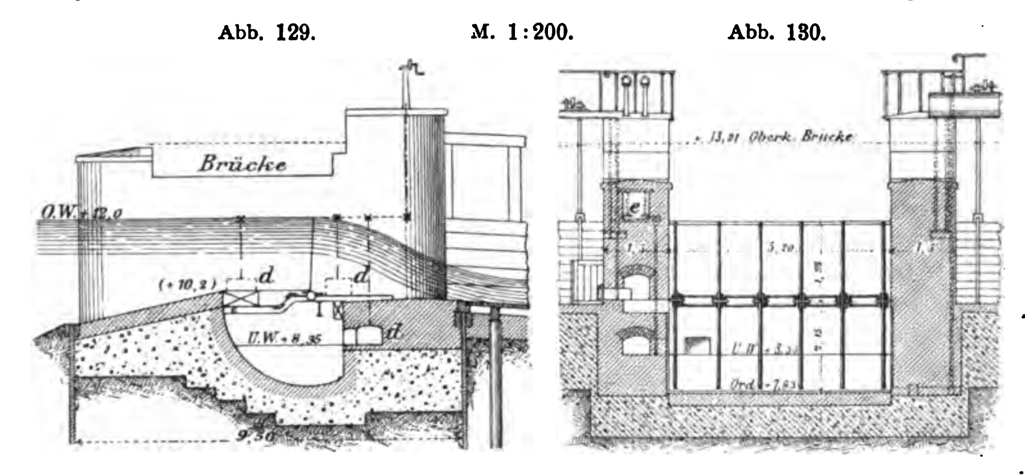
Die erste Ausführung war das Trommelwehr in der Küddow bei Tarnowke[155]) (Abb. 129 und 130). Hier befindet sich die Floßschleuse zwischen zwei Schützenwehren, von denen in Abb. 130 Teile sichtbar sind. Die Pfeiler zwischen beiden sind 1,5 m breit. Dieselben nehmen die oben erwähnten, mit Abschlußventilen versehenen Kanäle auf. Im linkseitigen Pfeiler ist ein gußeisernes Ableitungsrohr für die Spülung der Kammer eingemauert.

Die Stauklappe des Trommelwehres ist bis zur Mitte der Drehachse 1,92 m hoch, bei einer Stauhöhe von 1,8 m über dem Fachbaum. Die Gegenklappe ist

[155]) Centralblatt d. Bauverwaltung, 1882. S. 346—348.

0,23 **m** länger und die Breite der walzeisernen Doppelklappe mißt 5,2 **m**. Die Gegenklappe bewegt sich in einem mit Mauersteinen eingefaßten Quadranten, dessen Cylinderfläche mit 3 **cm** starken Cementputz abgeglättet ist. Dieser Viertelcylinder

Abb. 129. M. 1:200. Abb. 130.



wird durch 10 **mm** starke Eisenplatten, welche auf I-Eisen liegen, nach oben abgeschlossen.

Die Trommel wird von der Gegenklappe in zwei Teile geteilt, deren jeder beliebig mit dem Ober- oder Unterwasser in Verbindung gebracht werden kann. Wenn der v o r der Gegenklappe befindliche Teil mit dem Oberwasser in Verbindung steht, so herrscht auf der anderen Seite das Unterwasser, und das Wehr ist geschlossen. Läßt man dagegen das Oberwasser h i n t e r die Gegenklappe treten, während gleichzeitig eine Verbindung des anderen Teiles der Trommel mit dem Unterwasser hergestellt wird, so erfolgt eine Umlegung der Doppelklappe und dadurch ein Öffnen des Wehres. Die Bewegungsvorrichtung ist derart gekuppelt, daß die zu einander gehörigen Ventile d zu gleicher Zeit in Bewegung gesetzt werden, daß also das eine Ventil um ebenso viel geöffnet, als das andere geschlossen wird. Um einen dichten Schluß zwischen der Gegenklappe und dem Cylindermantel der Trommel herbeizuführen, ist ein Lederstreifen, der auf dem Cementputz der Trommelfläche schleift, an dem Ende der Klappe befestigt. Nach der Eröffnung der Wehranlage wurde festgestellt, daß die Doppelklappe bei 2,5 **m** Unterschied zwischen dem oberen und unteren Wasserstand in 80 Sekunden niedergelegt und in ebenso viel Zeit wieder aufgerichtet werden kann. Da man nur die Ventile zu öffnen braucht, so genügt ein einziger Mann zum Öffnen und Schließen des Wehres.

Diese Trommelwehre werden voraussichtlich auch bei zukünftigen Anlagen in schiffbaren Flüssen als Floßschleusen Anwendung finden, trotzdem die plötzliche Senkung des Oberwasserstandes, welche sie bewirken, störend sein kann, und die Baukosten wegen der Tiefenlage der Trommel, der Verwendung von Eisenkonstruktionen, der Sicherung des Abfallbodens im Unterwasser und der in der Regel erforderlichen Überbrückung der Wehröffnung erheblich sind.

Siebenter Abschnitt.

Meer. Strommündungen. Küsten.

58. Einleitung. Daß die Wasserbaukunde zu einem großen Teil auf der allgemeinen Erdkunde und der Geologie fußt, sei an dieser Stelle nochmals hervorgehoben und bei der Berücksichtigung, welche der ersteren jetzt an den Schulen zu Teil wird, kann vorausgesetzt werden, daß der Leser von den Eigenschaften und dem Verhalten des Meeres Manches bereits weiß. Wir dürfen deshalb von Ebbe und Flut, vom Salzgehalt des Meeres, von Meeresströmungen usw. als von einigermaßen bekannten Dingen sprechen. Ähnliches gilt von den Grundzügen der Wellentheorie [156]). Es mag jedoch daran erinnert werden, wie man bei sehr großer Tiefe des Wassers und ruhender Luft annehmen kann, daß das Wasser aus vertikalen Fäden bestehe, welche sich bei der Wellenbewegung verlängern und verkürzen und sich dabei erst nach der einen, dann nach der andern Seite überneigen, in der Tiefe jedoch mit ihrem Fuße stille stehen. Eine fortschreitende Bewegung, also eine Strömung des Wassers, ist sonach bei solchen theoretischen Wellen ausgeschlossen. — Bei der Wellenbewegung in sehr tiefem Wasser verhalten sich die einzelnen Wasserfäden annähernd so, wie die Halme eines in Ähren stehenden Kornfeldes im Winde. Dieselben bleiben unten nahezu in Ruhe, schwingen aber hin und her, dabei heben und senken sich die Ähren und beschreiben fast kreisförmige Bahnen.

Im Hinblick auf das Vorstehende haben die Verfasser das Meer nicht vorab besprochen, die einschlägigen Punkte sind vielmehr an die Besprechung teils der Strommündungen, teils der Küsten so angeschlossen, wie es der Zusammenhang zwischen Ursachen und Wirkungen zweckmäßig erscheinen ließ.

Einige Gegenstände, welche das Meer und die Strommündungen angehen, sollen indessen an dieser Stelle, jedoch des verfügbaren Raumes wegen nur kurz und mit Verweisung auf das Handbuch erwähnt werden: die maritime Hydrographie und die Entstehung der Winde, ihre Messung, bildliche Darstellung und Vorherbestimmung.

Die maritime Hydrographie [157]) (die Meereskunde) beschäftigt sich unter anderm mit Messungen der Temperatur, des Salzgehalts und des Schlickgehalts des Meeres, mit Tiefenmessungen, mit Feststellung der Seewege, auch mit der kartographischen Aufnahme des Meeres, insbesondere der Küstengewässer, ferner mit den Meeresströmungen, der Messung ihrer Geschwindigkeit u. a. m. Es hat sich Gelegenheit

---

[156]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XVI, § 12.
[157]) Handb. Kap. XVI, § 25.

gefunden, einzelne hierher gehörige Punkte, z. B. das Peilen mit dem Dampfboot, die selbstschreibenden Pegel und die Loggen, in Art. 35 des fünften Abschnitts zu berühren.

Bezüglich der Winde und Stürme[158]) sei zunächst auf den großen Druck aufmerksam gemacht, den sie unter Umständen ausüben. Zum Messen des Winddrucks benutzt man eine senkrecht stehende Platte, die durch eine Windfahne der Richtung des Windes entgegengekehrt wird. Hinter der Platte liegen Federn, die um so mehr zusammengedrückt werden, je stärker der Wind auf die Platte drückt; aus der Größe der Verschiebung der Platte wird die Stärke des Winddrucks bestimmt. Mittels einer anderen, dem Woltmannschen Flügel (Art. 38) verwandten Vorrichtung mißt man nun die Geschwindigkeit des Windes und hat die Beziehungen zwischen der letzteren und dem Winddruck ermittelt. Beispielsweise entspricht bei starken Winden ein Druck von 110 **kg/qm** einer sekundlichen Geschwindigkeit von 30 **m** und bei Orkanen ein Druck von 216 **kg/qm** einer Geschwindigkeit von 42 **m**[159]). Daß der Winddruck auch bei statischen Berechnungen eine große Rolle spielt und daß man bei diesen als den stärksten vorkommenden Winddruck 250 **kg/qm** annimmt, ist ja bekannt.

Die auf dem Lande übliche Abstufung (Skala) der Winde ist: schwach, mäßig, frisch, stark, Sturm, Orkan; auf der See sind die Bezeichnungen andere, auch zahlreicher.

Sehr wichtig ist die Lehre von dem Fortschreiten der Wind- und Sturmfelder und der Vorherbestimmung der Stürme. Von den hierher gehörigen bildlichen Darstellungen finden bekanntlich die sogenannten Wetterkarten der deutschen Seewarte durch die Tagesblätter die weiteste Verbreitung. Aus der zeitweiligen Lage der Minima des Luftdrucks läßt sich übrigens nicht viel entnehmen. Die Ausnutzung jener Karten erfordert Bekanntschaft mit den Gesetzen der Änderung der Windrichtung und mit den Erfahrungen, welche die sogenannten Zugstraßen der Minima betreffen. Hierüber, auch über die Entstehung und den Verlauf der Wirbelstürme, gibt § 23 des XVI. Kapitels des Handbuchs eine beachtenswerte Übersicht.

59. Sturmfluten[160]). Der Höhenlage des Wassers wird durch andauernde starke Winde und noch mehr durch Stürme erheblich beeinflußt. In beschränkter Ausdehnung beobachtet man dies auch im Binnenlande, beispielsweise an Sammelteichen, an langen Haltungen der Schiffahrtskanäle und daran, daß die Hochwasser bei starken Winden und großen Breiten des Wasserspiegels die dem Winde zugekehrten Flußdeiche besonders gefährden. Im Meere tritt das „Aufwehen" des Wassers bei weitem kräftiger auf, hier bewirken die Stürme mitunter Erhebungen des Wassers von mehreren Metern, also Sturmfluten. — Zur näheren Erläuterung des Vorganges sei Folgendes bemerkt.

Mit Stürmen geht die Bildung von großen Wellen Hand in Hand. Je höher die letzteren sind, desto stärker ist der Angriff, den die Wasserfläche durch den Sturm erleidet und infolge dieses Angriffs findet außer der eigentlichen Wellenbewegung eine Verschiebung des Wassers in der Windrichtung statt. Ferner kommt

---

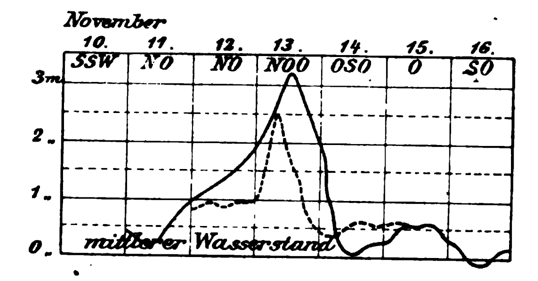
[158]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XVI, § 21—23.
[159]) Vergl. Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) I, S. 299.
[160]) Handb. Kap. XVI, § 24. Vergl. auch daselbst § 7 u. § 20.

das Branden der Wellen, diese bekannte und von den Malern mit Vorliebe dargestellte Erscheinung, von der weiter unten mehr gesagt wird, in Betracht. Das Branden findet hauptsächlich in der Gegend der Ufer, oft in Entfernungen von mehreren Kilometern, statt, bei starken Stürmen aber auch auf offener See und ein Teil der brandenden Wellen wird in der Richtung des Windes fortgeschleudert. Wenn nun ein Sturm anhält und mit gewaltigem Druck eine große wogende Meeresfläche angreift, entsteht an den dem Sturm zugekehrten Küsten eine Sturmflut, verbunden mit einer Senkung des Wasserspiegels an den gegenüberliegenden Küsten.

Ein Beispiel für den Verlauf einer Sturmflut soll der Ostsee entnommen werden; in dieser ist die tägliche Ebbe und Flut geringfügig, die Wasserstandsänderungen gestalten sich deshalb einfacher, als in der Nordsee.

Im westlichen Teile der Ostsee haben Südweststürme eine Senkung des Wasserspiegels im Gefolge und diese bewirkt, daß durch den Sund und die Belte viel Nordseewasser zuströmt. Wenn dann der Sturm aus der südwestlichen in eine nördliche oder gar nordöstliche Richtung umspringt, entstehen im westlichen Teile der Ostsee ungewöhnlich hohe Sturmfluten. So ist es am 13. Nov. 1872 gewesen und Abb. 131 zeigt, wie diese Sturmflut bei Kiel verlaufen ist; die Basis der Abbildung entspricht dem mittleren dortigen Wasserstande der Ostsee, die zeitweiligen Windstärken sind durch die Abstände der gestrichelten Linie von der Basis angedeutet und zwar mit Abstufungen zwischen windig (bei der Horizontalen 0,5) bis Orkan (bei 2,5). Die Buchstaben SSW, NO usw. geben die Windrichtungen an und werden einer Erläuterung nicht bedürfen. Die stark ausgezogene, geschlängelte Linie gibt Anschwellen und Sinken des Wassers an. Man sieht, daß der Wasserstand am 13. Novbr. bis auf 3,2 m über den mittleren Wasserstand gestiegen und daß der höchste Wasserstand etwa sechs Stunden später, als die größte Windstärke eingetreten ist. — Zum Vergleich sei bemerkt, daß an den Küsten der Ostsee die jährlichen höchsten Wasserstände das Mittelwasser nur um durchschnittlich 1 m zu übersteigen pflegen.

Abb. 131.

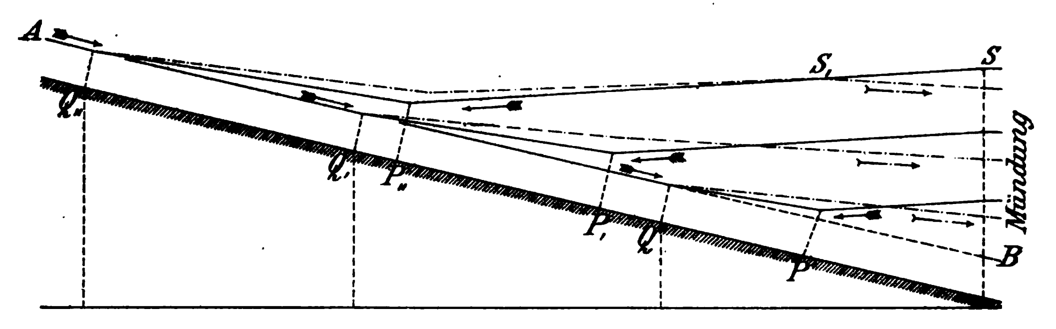


Die Sturmfluten haben **großen Einfluß auf die Wasserbewegung und die Wasserstände der Mündungsgebiete** d. h. derjenigen Strecken der Flüsse, welche vom Meere durchaus abhängig sind, und noch darüber hinaus. Die nachstehende Betrachtung geht ebenfalls von dem vergleichsweise einfachen Verhalten der in die Ostsee mündenden Flüsse aus, ferner wird in Rücksicht auf die gewöhnlich kurze Dauer der Sturmfluten angenommen, daß sich die Wassermenge des Flusses während des Herrschens solcher Fluten nicht erheblich geändert habe. Alsdann gestaltet sich die Wasserbewegung im wesentlichen wie folgt:

In dem Höhenplan Abb. 132, welcher schematisch und sehr verzerrt gezeichnet ist, sei AB die Wasserspiegellinie des Flusses bei Eintritt der Sturmflut. Sobald die lebendige Kraft des Wassers der See derjenigen des Flusses gleichkommt, findet beim Anschwellen der See ein Einströmen des Meerwassers in den Flußschlauch,

verbunden mit einer Anstauung des am Abflusse verhinderten Flußwassers (des Oberwassers) statt. Im Bereiche dieser Anstauung (also zwischen den Punkten P und Q der Abbildung) verringert sich das natürliche (positive) Gefälle des Flusses, das Gefälle des Meerwassers kann dann negativ genannt werden. Bei weiterem


Abb. 132.



Anschwellen der Sturmflut findet dasselbe statt, aber die Punkte P und Q verschieben sich nach P, und Q,, dann nach P,, und Q,, u. s. f. Es ist zu beachten, daß die Grenzen der negativ gerichteten Flutströmung andere sind, als die Grenzen der Anstauung des Flußwassers, also der Flutgrenze. Diese Anstauungen erstrecken sich viele Kilometer weit stromaufwärts und überschreiten die Grenzen der eigentlichen Mündung sehr weit.

Die oberste der ausgezogenen Linien stellt die Lage des Wasserspiegels dar, welche der größten Höhe der Sturmflut entpricht. Später senkt sich der Wasserstand des Meeres, der Scheitelpunkt verschiebt sich von S nach S, und es bildet sich alsbald auf der ganzen Strecke ein positives, nach und nach zunehmendes Gefälle aus. Durch das während der Sturmflut aufgestaute Flußwasser verstärkt, strömt das eingedrungene Wasser dem Meere wieder zu; man vergleiche die strichpunktierten Linien der Abbildung.

Bei P ist die Grenze zwischen Meerwasser und Flußwasser durch eine schräge gestrichelte Linie angedeutet. Dies ist geschehen, weil das erstere infolge seines Salzgehaltes ein größeres spezifisches Gewicht hat, also einen stärkeren Druck ausübt, als letzteres. Die Folge ist, daß die Einströmung des Meerwassers anfangs an der Sohle etwas rascher fortschreitet, als an der Oberfläche. Dieser Zustand ist aber nicht von langer Dauer. Infolge der inneren Bewegung der Strömungen vermischen sich Meerwasser und Flußwasser alsbald und es entsteht ein sogenanntes brackiges Wasser. In der Ostsee ist übrigens der Salzgehalt des Meerwassers erheblich geringer als in der Nordsee; man kann bei ersterer ein durchschnittliches spezifisches Gewicht von 1,008 (nach anderen Angaben von 1,015)[161]), bei letzterer ein solches von 1,026 annehmen.

Wenn Sturmfluten mit hohem Oberwasser zusammentreffen, entstehen infolge der Anstauung des Oberwassers Hochwasserstände, welche die gleichzeitigen Wasserhöhen an der offenen Küste meistens erheblich übersteigen.

---

[161]) Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) II, S. 281.

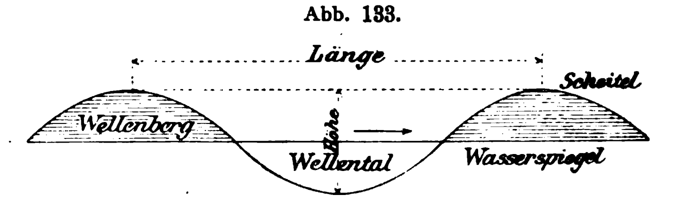
Auf den Verlauf, welchen die Sturmfluten in den Mündungsgebieten nehmen, haben außer den besprochenen noch manche andere Umstände Einfluß, beispielsweise die Lage des Flusses zur Richtung des Windes u. a. m., so daß die Sturmfluten eines Mündungsgebiets selbst bei gleicher Scheitelhöhe verschieden zu verlaufen pflegen.

Es ist anzunehmen, daß die Ablagerungen von Sinkstoffen, an welchen die Mündungsgebiete leiden, durch Sturmfluten verringert werden. Obwohl diese Ablagerungen während des Einströmens des Meerwassers in erhöhtem Maße stattfinden, ist die Schleppkraft des ausströmenden Wassers doch so stark, daß das Endergebnis eine Vertiefung, wenigstens eines Teils der Sohle, ist.

Die Höhen der bekannten bedeutendsten Sturmfluten sind für die Bauten am Meere und in Mündungsgebieten in ähnlicher Weise maßgebend, wie es für die Bauten an fließenden Gewässern deren Hochwasserstände sind; man muß jedoch berücksichtigen, daß bei Sturmfluten stets ein starker Wellenschlag stattfindet.

60. Flutwellen im Meere[162]. Zunächst ist etwas über die Wasserwellen im allgemeinen zu sagen. Daß dieselben unter anderm durch den Wind entstehen, ist im Vorstehenden hervorgehoben, aber auch durch lotrechten Zug oder Druck entstehen Wellen. Dann sind die schwingenden Bewegungen der Wasserteilchen nicht selten verschwindend klein, es bleibt aber eine Verlängerung und Verkürzung der Wasserfäden, was mit einer Veränderung der Gestalt des Wasserspiegels derart verbunden ist, daß eine Hebung des Wassers an e i n e r, dagegen eine Senkung desselben an einer anderen Stelle stattfindet. In Abb. 133 ist dies angedeutet, ferner sind daselbst die bei den Wellen üblichen Bezeichnungen, welche einer Erläuterung nicht bedürfen werden, vermerkt. Wenn wagerecht oder schräg gerichtete Kräfte einwirken, paart sich mit der Wellenbewegung des Wassers eine fortschreitende Bewegung desselben, also eine Strömung.

Abb. 133.



Von anderen Eigenschaften der Wellen wird weiter unten die Rede sein; hier sind die F l u t w e l l e n als die bedeutendsten und wichtigsten Wellen zu besprechen. Diese verdanken ihre Entstehung bekanntlich den vereinigten Anziehungskräften des Mondes und der Sonne, wobei die Kraft des Mondes infolge seiner größeren Nähe trotz seiner geringen Masse entschieden überwiegt. Eine sichere Beobachtung der Flutwellen ist nur an den Küsten möglich. Die deutsche Nordseeküste wird von der gewaltigen Flutwelle des atlantischen Ozeans erreicht, welche teils auf einem Umwege um Schottland herum, teils durch den englischen Kanal zu uns gelangt. Man beobachtet an unseren, ebenso an allen anderen, den Flutwellen der Weltmeere zugänglichen Küsten, daß sich der Wasserspiegel innerhalb einer Zeit von durchschnittlich 12 Stunden 25 Minuten einmal hebt und einmal senkt. Das Anschwellen des Wassers nennt man F l u t, das Sinken desselben E b b e, beides zusammen ist ein T i d e (hochdeutsch Gezeit). Die Flut wird vom H o c h w a s s e r, die Ebbe vom N i e d r i g w a s s e r begrenzt. Den Höhenunterschied zwischen einem Hoch- und dem

[162]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XVI, § 7; daselbst § 13—17.

nachfolgenden Niedrigwasser, also die Höhe der Flutwelle, nennt man Flutwechsel oder Flutgröße. Bei verhältnismäßig geringer Höhe haben die Flutwellen der Meere eine sehr große Länge.

Zur Zeit des Neumondes und des Vollmondes wird die Wirkung des Mondes durch die Wirkung der Sonne verstärkt, dann sind die Flutwechsel groß: es ist Springflut. Zur Zeit des ersten und des letzten Viertels des Mondes wird dagegen seine Einwirkung durch die der Sonne abgeschwächt und man hat taube oder Nippfluten. Man beschränkt sich nicht selten darauf, einen Mittelwert zwischen dem Hochwasser der Springfluten und der tauben Fluten als gewöhnliches Hochwasser anzugeben. Die Bezeichnung gewöhnliches Niedrigwasser erklärt sich auf demselben Wege.

Daß die Flutgrößen auch von den Winden abhängig sind, ist natürlich, insbesondere bei Sturmfluten werden sie sehr gesteigert. Ferner haben die Örtlichkeiten einen erheblichen Einfluß. In weiten Buchten, welche enge Eingänge haben, verflacht die Flutwelle, während sie in trichterförmigen Meerbusen sich erhebt. Im verein mit den an der englischen Küste ohnehin ansehnlichen Flutgrößen befördert dieser Umstand die Zugänglichkeit mancher englischen Häfen in hohem Grade. Jene Verflachung der Flutwellen ist in Binnenmeeren, welche durch Meerengen mit den Weltmeeren in Verbindung stehen, besonders stark; hierdurch erklärt es sich, daß in der Ostsee Ebbe und Flut sehr schwach auftreten.

Es mögen nun einige Zahlenangaben über Flutgrößen Platz finden. Springfluten haben bei Norderney 2,4, bei Emden (Schleuse) 2,8, bei Wilhelmshaven und Bremerhaven 3,5, bei Helgoland 2,8, bei Cuxhaven 3,1 m Flutgröße. Die Nippfluten haben bei Helgoland und Cuxhaven 1,8 bezw. 2,4 m Flutgröße; für die andern oben genannten Orte liegen betreffende Angaben nicht vor. Die Flutgrößen von den englischen Küsten sind, wie gesagt, ansehnlicher. Beispielsweise haben Portsmouth 4,1, die Themse-Mündung bei Sheerness 4,9 und der Hafen bei Liverpool 8,4 m Springfluten-Flutgröße. Durchschnittlich beträgt dieselbe an der deutschen Nordseeküste 2,7 und an den englischen Küsten 5,4 m. — Im offenem Meere ist die Flutgröße erheblich geringer, als an den Küsten; theoretisch berechnet sie sich für die Ebene des Äquators auf 0,52 m.

Der Scheitel der Flutwellen, somit das Hochwasser, erreicht die einzelnen Küstenorte zu verschiedenen Zeiten und diejenige Uhrzeit, mit welcher das Hochwasser an Tagen des Vollmonds oder Neumonds durchschnittlich eintritt, nennt man die Hafenzeit des betreffenden Ortes. Aus den Hafenzeiten läßt sich die Uhrzeit des Hochwassers für einen beliebigen Tag leicht berechnen. Die Hafenzeiten sind in erster Linie für die Schiffahrt wichtig, unter Umständen aber auch für Bauarbeiten, falls dieselben nur bei hohen oder bei niedrigen Wasserständen vorgenommen werden können, also sogenannte Tidearbeiten sind.

Bei gewöhnlichen Wellen, ansehnlichen Wassertiefen und ruhiger Luft bewegen sich die Wasserteilchen im wesentlichen schwingend auf- und abwärts, dagegen erfordert die Bildung der langgestreckten Flutwellen eine Verschiebung der Wasserschichten in größerem Umfange, so daß Strömungen, die sogenannten Tideströmungen, auftreten. Von vornherein haben hierbei die Flutströmungen und die Ebbeströmungen entgegengesetzte Richtungen. Im offenen Meere sind diese Strömungen im allgemeinen nicht stark, während sie in der Nähe der Küsten und in

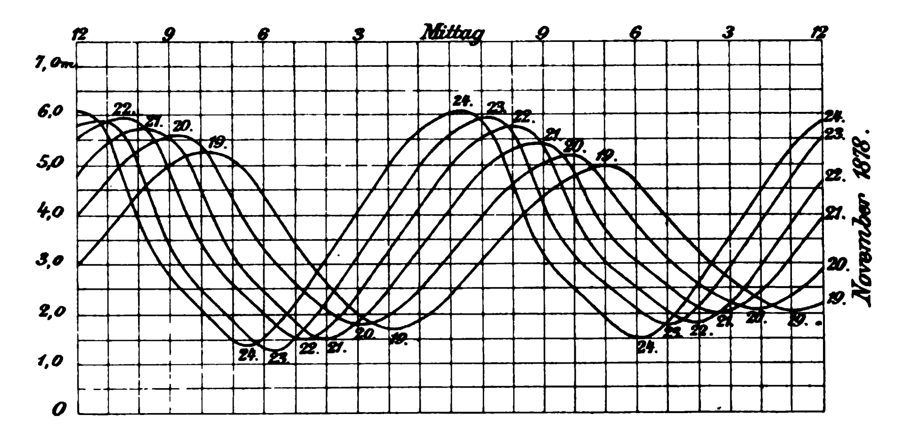
Strommündungen mitunter sehr kräftig werden. Die Gestalt der Küsten, besonders aber das Vorhandensein von Inseln und Untiefen beeinflußt die Tideströmungen in hohem Grade; man vergleiche weiter unten Art. 62. Es kommt auch vor, daß die Wege, welche diese Strömungen einschlagen, bei Flut andere sind, als bei Ebbe, überhaupt gestalten sie sich nicht selten sehr verwickelt.

Eine stets wiederkehrende Erscheinung ist, daß die Flutströmung den Beginn der Ebbe und die Ebbeströmung den Beginn der Flut eine Zeit lang (eine und selbst zwei Stunden) überdauert. Diese Art des Umsetzens oder Kenterns der Strömungen ist eine Folge ihrer Trägheit. Wie ein Pendel nicht auf dem niedrigsten Punkte stehen bleibt, so muß auch das Wasser der Flutwelle nach Eintritt des höchsten Standes die Richtung der Flutströmung so lange beibehalten, bis die lebendige Kraft erschöpft ist. Nach Eintritt des niedrigsten Standes findet bei der Ebbeströmung das Gleiche statt.

Von großer Wichtigkeit ist die Art und Weise, wie der Wasserspiegel der Flutwellen sich an bestimmten Orten hebt und senkt. Dies wird durch Flutkurven, welche den in Art. 37 besprochenen Wasserstandskurven der fließenden Gewässer entsprechen, veranschaulicht. Man erhält die Flutkurven am besten durch selbstschreibende Pegel (vergl. S. 107), muß jedoch für den Schwimmer desselben einen Schacht herstellen, dessen Wasser in möglicher Tiefe durch ein Rohr mit dem Außenwasser in Verbindung steht. Dann werden nur die Höhenänderungen des Wasserspiegels aufgezeichnet, weil die Wellenbewegung des Wassers in größerer Tiefe mehr und mehr abnimmt.

Unter gewöhnlichen Umständen gestalten sich die Flutkurven so, wie aus Abb. 134, welche einige bei Ostende im Nov. 1878 aufgenomme Flutkurven darstellt,

Abb. 134. Höhen 1:150.



ersichtlich ist. Man kann daraus entnehmen, wie die tauben Fluten in Springfluten übergehen, ferner, daß die Dauer der Flut meistenteils etwas größer ist, als die Dauer der Ebbe. Die Einbiegungen der Äste, welche der Ebbe entsprechen, sind durch örtliche Verhältnisse veranlaßt, also eine Ausnahme. Die Zahlen an den Scheiteln der Kurven geben die Tage des Monats an. Sämtliche Zeiten sind von

rechts nach links und in der Weise aufgetragen, daß nach Ablauf eines Tages der Papierstreifen des Pegels um das einer Stunde entsprechende Maß verschoben ist[163]).

Aus den Flutkurven ergibt sich unter anderm die mittlere Meereshöhe des betreffenden Ortes. Man konstruiert aus einer großen Zahl unter gewöhnlichen Umständen beobachteter Flutkurven eine „gemittelte" Flutkurve und verwandelt die von ihr begrenzte Fläche in ein Rechteck. Die Höhe dieses Rechteckes gibt den Abstand der mittleren Meereshöhe von dem gewöhnlichen Niedrigwasser an. Die mittlere Meereshöhe entspricht somit dem Mittelwasser der Flüsse.

Das Maß der Flutgröße hat erheblichen Einfluß auf die Gestaltung der Mündungsgebiete, deren Besprechung wir uns nunmehr zuwenden. Wenn die Flutwechsel mäßig sind, der Strom aber groß ist und viele Sinkstoffe führt, bilden sich die in Art. 43 vorläufig besprochenen Schuttkegel, die Deltas, vorzugsweise. Es ist alsdann weder in den Verzweigungen des Stromes wegen sehr verringerten Gefälles, noch in den Ebbeströmungen eine für die Fortführung sämtlicher von oben kommenden Sinkstoffe ausreichende Geschwindigkeit vorhanden und nicht selten kommt hinzu, daß auch das Meer Sinkstoffe herbeibringt (vergl. Art. 64). Massenhafte Auflandungen und anfangs nur teilweises Anwachsen derselben bis etwa zur Höhe des gewöhnlichen Hochwassers sind die Folge. — Wenn dagegen, wie beispielsweise bei der Weser und Elbe der Fall, die Flutwechsel größer, die Sinkstoffmengen aber geringer sind, und wenn das Meer nur wenig Sinkstoffe herbeiführt, so bildet sich ein trichterförmiges Mündungsgebiet, ein Fluttrichter, aus. Es ist zwar auch dann ein Schuttkegel vorhanden, er hat aber eine langgestreckte Form und besteht aus größeren und kleineren, vom täglichen Hochwasser überströmten Sandbänken, zwischen welchen bei Niedrigwasser der an manchen Stellen gespaltene Strom hindurch fließt. — Die Formen der Deltas und der Fluttrichter sind also die Grenzfälle der Gestaltung eines Mündungsgebiets, doch fehlt es nicht an mancherlei Zwischenstufen, insbesondere ist zu beachten, daß die einzelnen Stromarme der Deltas nicht selten in einem Fluttrichter endigen.

61. Die Flutwelle im Mündungsgebiet der Flüsse[164]). Die Flutwellen des Meeres dringen in die Strommündungen und weiterhin in die Mündungsgebiete ein und das, was dabei vorgeht, stimmt mit dem in Art. 59 (Sturmfluten) Besprochenen in manchen Punkten überein, insbesondere insofern, als die Grenze der Flutströmung nicht mit der mehr stromaufwärts liegenden Flutgrenze zusammenfällt. Andererseits sind erhebliche Unterschiede vorhanden. Das Einströmen und Ausströmen des Wassers findet bei jeder Tide, also ungefähr zweimal täglich, statt, die Flutwechsel sind bald größer, bald kleiner, und die Veränderungen in der Wassermenge des Oberwassers müssen berücksichtigt werden. Hierdurch und durch andere Umstände gestalten sich die hier zu besprechenden Vorgänge keineswegs einfach.

Bevor auf dieselben näher eingegangen wird, sind unter Bezugnahme auf Abb. 135 einige allgemeine Bemerkungen über das Verhalten der Wellen zu machen, welche mäßige Wassertiefen und einen ansteigenden Untergrund antreffen. Weil alsdann die unteren Teile der Wellen infolge der vom Grunde ausgehenden Reibungs-

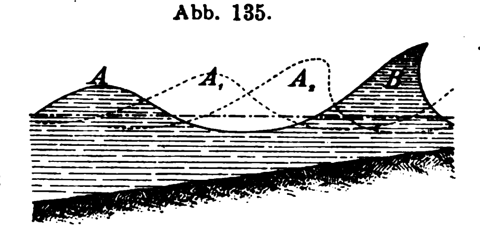
---

[163]) Eigenartig und beachtenswert sind die Flutkurven am Helder, welche nebst den Kurven einer dortigen Sturmflut auf S. 44 des XVI. Kap. des Handb. besprochen werden.

[164]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XVIII, § 11 und § 15, S. 243.

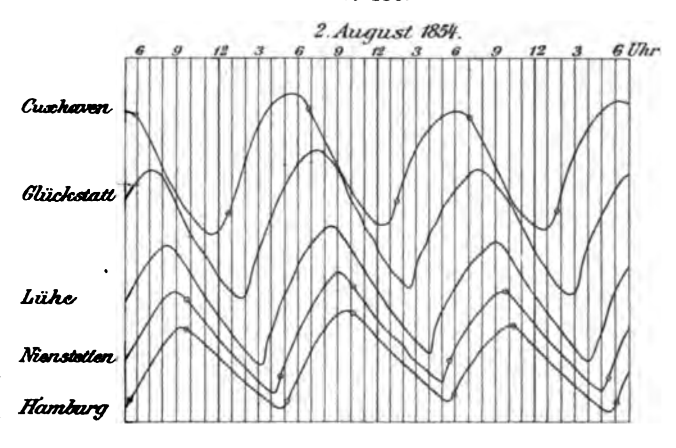
widerstände mehr als die oberen Teile in ihrer Bewegung gehindert werden, erhalten die Wellen derart eine unsymmetrische Form, daß an ihrer in der Bewegungsrichtung liegenden Seite die Länge der Welle verkürzt wird. Der Scheitel derselben eilt also vor und die Form A (Abb. 135) geht durch A_1 und A_2 in die Form B über. Eine Hebung des Wellenscheitels geht hiermit nicht selten Hand in Hand.

Abb. 135.



Ähnlichen, aber abgeschwächten Veränderungen unterliegen die Flutwellen der Mündungsgebiete. Auch bei diesen bewegt sich der Scheitel rascher als die Wurzel, und je weiter die Welle stromaufwärts fortschreitet, um so kürzer dauert die Flut, während die Dauer der Ebbe größer wird. Man vergleiche Abb. 136, welche einige Flutkurven der Elbe darstellt; daselbst sind die Höhen in 1:150 gezeichnet und die Zeitpunkte des Kenterns der Strömungen durch kleine Kreise angedeutet.

Abb. 136.



Wenn die Flutwelle sich frei entwickelt, kann innerhalb des Bereichs der Flutströmung eine Hebung des Scheitels eintreten. Wenn die Welle aber ein unregelmäßiges und stark geschlängeltes Bett antrifft, also auf große Hindernisse stößt, während die Oberwassermenge nur gering ist, unterliegt der Scheitel der eindringenden Flutwelle einer Senkung.

Die Flutgröße nimmt mehr und mehr ab, je weiter die Flutwelle sich vom Meere entfernt, das ist eine Folge teils des Ansteigens der Flußsohle, teils einer bei langem Laufe nach und nach eintretenden Erschlaffung der lebendigen Kraft der Welle.

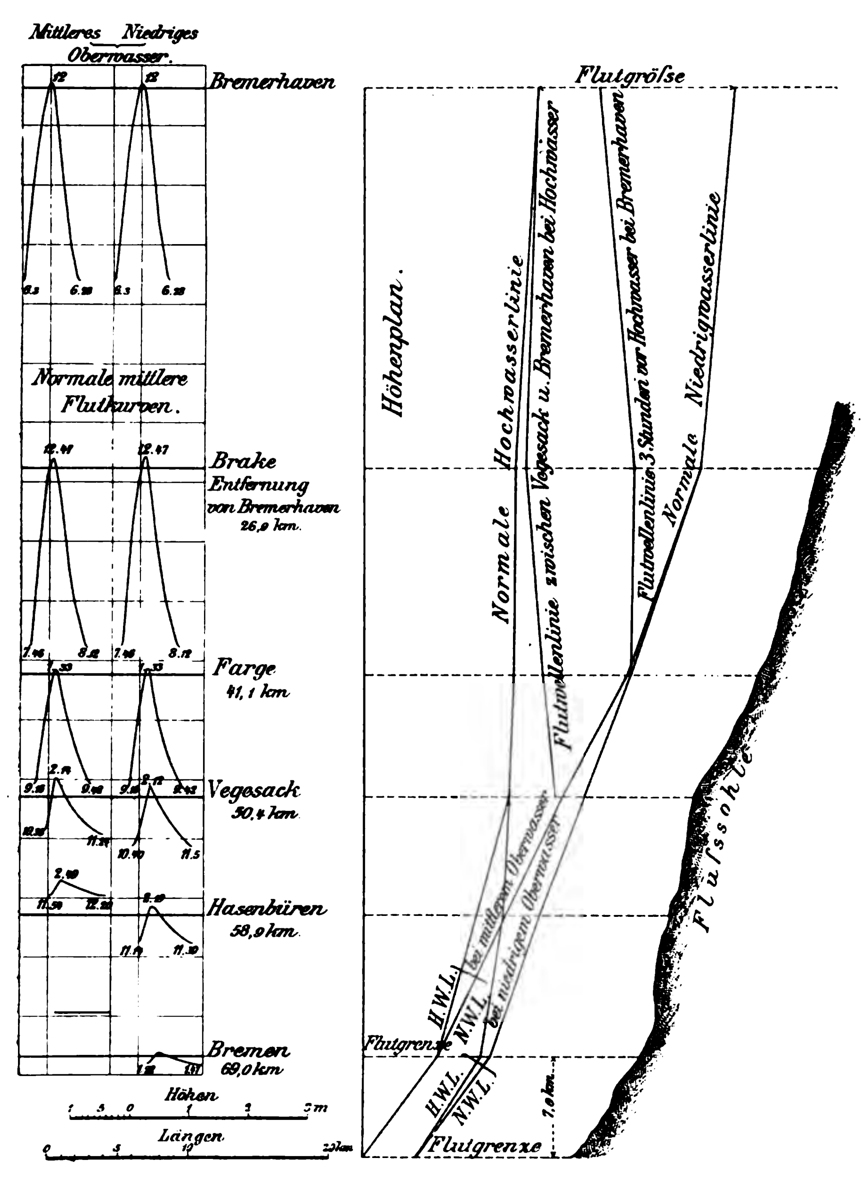
Es ist noch zu bemerken, daß die Hochwasser- und Niedrigwasserlinien, welche in den Höhenplänen der Flutgebiete verzeichnet werden, nicht bestimmten Wasserständen entsprechen, diese Linien sind vielmehr die geometrischen Orte der Scheitel der Flutwellen bei Hochwassern, bezw. ihrer Fußpunkte bei Niedrigwasser unter gewöhnlichen Umständen. Sturmfluten werden in ähnlicher Weise eingetragen.

Aus dem Gesagten geht hervor, daß die Hochwasserlinie eines in gutem Zustande befindlichen, den Tiden unterworfenen Mündungsgebiets von der Horizontalen nicht viel abweicht, während die Niedrigwasserlinie ein nach dem Meere hin abnehmendes Gefälle aufweist. Zwischen beiden Linien liegen die sich fortwährend ändernden, also unzählbaren, Spiegellinien der Flutwellen, die Flutwellenlinien.

Infolge der Schwankungen einerseits des Oberwassers, andererseits der Flutgröße des Meeres, auch wegen der Einwirkung des Windes usw. gestalten sich die

Flutkurven eines Mündungsgebiets sehr verschieden, es hat deshalb keinen großen Wert nur einzelne zu untersuchen. Dagegen ist es sehr nützlich, nach einem von L. Franzius angegebenen Verfahren mittlere normale Flutkurven zu bilden.

Abb. 137.



Hierbei sammelt man zunächst während mindestens eines Jahres sämtliche Flutkurven der verschiedenen Pegel, scheidet dann diejenigen aus, welche durch sehr hohes Oberwasser, Eisstand, Sturmfluten usw. beeinflußt sind, und ermittelt für jeden Pegel die Durchschnittswerte der Höhe des Hoch- und Niedrigwassers, sowie die

Zeiten des Eintritts dieser Wasserstände. Dann wird eine große Zahl von Flutkurven, welche jene Mittelwerte möglichst nahe aufweisen, zu einem Bilde vereinigt, wodurch man die Form der normalen mittleren Kurven erhält. — Bei niedrigem Oberwasser gestalten sich diese Kurven anders, als bei mittlerem Oberwasser, jedoch nur im oberen Teile des Mündungsgebiets.

Wenn nun diese Flutkurven nach Art und Weise der Abb. 137 (links) so gruppiert werden, daß die Abstände der stark gezeichneten Linien den Entfernungen zwischen den einzelnen Pegeln entsprechen, erhält man ein vortreffliches Bild des normalen Verhaltens der Flutwelle bei den verschiedenen maßgebenden Wasserständen des Oberwassers, im vorliegenden Falle der Flutwelle der unteren Weser zwischen Bremerhaven und Bremen in früherem Zustande.

Aus bildlichen Darstellungen dieser Art und aus den an den Flutkurven nach Stunden und Minuten vermerkten Uhrzeiten läßt sich mancherlei entnehmen, unter anderm die Scheitelgeschwindigkeit der Flutwelle, welche ähnlich wie bei Hochwasserwellen (Art. 48) erheblich größer ist, als die Geschwindigkeit der Strömung und zwar um so mehr, je näher das Meer. Aus den an den Scheiteln der zwei obersten Kurven jener Abbildung eingetragenen Zahlen geht beispielsweise hervor, daß der Flutwellenscheitel die 27 Kilometer von Bremerhaven bis Brake in durchschnittlich 47 Minuten zurücklegt; hieraus ergibt sich eine sekundliche Scheitelgeschwindigkeit von 9,6 m. Die Flutwellen der Elbe haben zwischen Cuxhaven und Hamburg eine mittlere Scheitelgeschwindigkeit von 6,5 m und in der Mündungsstrecke der sogenannten neuen Maas zwischen dem Hoek van Holland und Rotterdam beträgt die Scheitelgeschwindigkeit der Flutwellen anfangs 8,3, bei Rotterdam aber nur 3,8 m.

In Abb. 137 ist ferner zu beachten, daß bei mittlerem Oberwasser nur die drei untersten Flutkurven sich wesentlich anders gestalten und eine andere Höhenlage haben, als bei niedrigem Oberwasser. Diesem entsprechend zeigt der zugehörige Höhenplan (Abb. 137, rechts) zwei Gabelungen der Linien des Hoch- und Niedrigwassers, er zeigt ferner, wie die Flutgrenze bei normalem niedrigen Oberwasser weiter (im vorliegenden Falle rund 7 km) stromaufwärts liegt, als bei mittlerem Oberwasser. In dieser Abbildung sind auch zwei Flutwellenlinien probeweise gezeichnet.

Auch für die bereits erwähnte Erscheinung, daß die Dauer der Flut um so kürzer, die Dauer der Ebbe aber um so länger wird, je mehr die Flutwelle stromaufwärts fortschreitet, liefert die linke Seite unserer Abbildung einen Beleg; beispielsweise ergeben die eingeschriebenen Zahlen, daß die Flut bei Bremerhaven 5 Stunden 57 Minuten, die Ebbe 6 Stunden 28 Minuten dauert, während bei Vegesack die entsprechenden Zeiten 4 St. 17 Min. und 8 St. 9 Min. sind.

Wie man aus den Flutkurven die Flutwellenlinien ableiten kann, wird weiter unten erörtert. Hier mag vorläufig angenommen werden, daß die Hauptpunkte der im Nachstehenden besprochenen Wellenlinien mit Hülfe der Pegel durch gleichzeitiges Ablesen der Wasserstände gefunden seien.

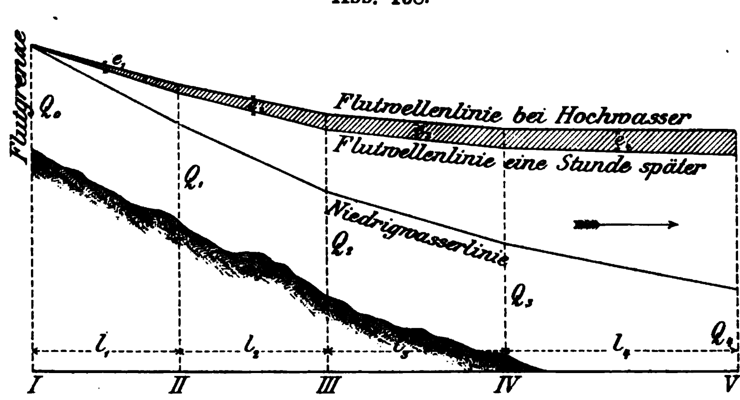
Daß außer den besprochenen, die Wasserstände betreffenden Ermittelungen bei sämtlichen Pegeln Querschnitte vermessen, gezeichnet und daß deren Flächeninhalte nebst den Wasserspiegelbreiten für verschiedene Wasserstände berechnet werden müssen, ist selbstverständlich.

Nach Beschaffung dieser Vorarbeiten sind die Wassermengen und die Geschwindigkeiten zu untersuchen, beide ändern sich fortwährend und unterliegen außerdem örtlichen Änderungen, so daß die zu bewältigenden Arbeiten sehr umfangreich sind.

Geschwindigkeitsmessungen hat man bis jetzt wohl nur mit Hilfe von Schwimmern (s. S. 111) vorgenommen und sie müssen schon dann zahlreich sein, wenn man sich bei der Ermittelung der Durchflußmengen auf einen bestimmten Ort und eine bestimmte Flutgröße beschränkt. Von holländischen Ingenieuren wird empfohlen, derartige Messungen nicht zu unterlassen und die Ergebnisse mit demjenigen der nunmehr zu besprechenden Berechnungen zu vergleichen. Bei den Bestimmungen der Oberwassermengen bei verschiedenen Wasserständen, welche die Ausgangspunkte jener Berechnungen bilden, sind Geschwindigkeitsmessungen ganz unentbehrlich.

Behufs Untersuchung des Verhaltens der Tideströmungen, insbesondere bei Wassermengenberechnungen, zerlegt man die betreffende Strecke I—V (Abb. 138) eines Fluttrichters nach Maßgabe der Standorte der Pegel in Teilstrecken

Abb. 138.



I—II, II—III usw. und ermittelt für jede Teilstrecke die stündlichen Zufluß- und Abflußmengen. Zunächst mag Ebbeströmung und zwar im ganzen Bereiche der betrachteten Strecke angenommen werden. Es sei nun auf dem oben angegebenen oder auf einem anderen Wege für den Beginn und für das Ende der ersten Stunde nach Hochwasser die in der Abbildung angedeutete Flutwellenlinie ermittelt und es mögen bezeichnen:

Q_0 Q_1 . . . die stündlichen Durchflußmengen bei I, II . . . in cbm. Q_0 ist die Wassermenge des Oberwassers beim maßgebenden Wasserstande;

l_1 l_2 . . . die Entfernungen von Pegel zu Pegel;

b_1 b_2 . . . die mittleren Breiten des Wasserspiegels, welche der Höhenlage der Flutwellenlinien entsprechen, und

e_1 e_2 . . . die Senkungen des Wasserspiegels in der Mitte der Teilstrecken, also die arithmetischen Mittel der am Anfang und am Ende der Teilstrecken beobachteten stündlichen Senkungen.

Dann ist für die Teilstrecke I—II der Zufluß bei I = Q_0 und bei II fließen außerdem von dem während der Flut aufgespeicherten Wasser l_1 b_1 e_1 cbm ab, somit ist $Q_1 = Q_0 + l_1 b_1 e_1$ cbm.

Die entsprechenden Erwägungen für den Pegel III ergeben: $Q_2 = Q_1 + l_2 b_2 e_2$ cbm.

Der Ausfluß am untereren Ende einer Teilstrecke ist also gleich dem Zufluß am oberen Ende vermehrt um den Inhalt einer Scheibe, deren Grundfläche = lb und deren Höhe = e ist. Die Längsschnitte dieser Scheiben sind in der Abbildung schraffiert.

In derselben Weise werden die Durchflußmengen für die folgenden Stunden ermittelt.

Für die Teilstrecke III—IV sollen Zahlenangaben gemacht werden, welche den Vorarbeiten für die Unterweser-Korrektion entnommen sind. Bei mittlerem Oberwasser und Q_0 = 1 066 000 cbm (sekundlich 296 cbm) ist auf dem angegebenem Wege Q_2 zu 1 106 500 cbm ermittelt. Für die fünfte Stunde nach Eintritt des Hochwassers bei Bremerhaven hat man: l_3 = 8540 m, b_3 = 181 m, e_3 = 0,08 m, erhält somit als den Kubikinhalt der entsprechenden Scheibe 8540 . 181 . 0,08 = 124 000 cbm und Q_3 = 1 106 500 + 124 000 = 1 230 500 cbm. (Die betreffenden Orte heißen Hasenbüren und Vegesack.) Durch Fortsetzung der Rechnung ergibt sich für die genannte Stunde eine Abflußmenge von 27 247 500 cbm bei Bremerhaven oder sekundlich (rund) 7 570 cbm.

Wenn in der zu untersuchenden Strecke Flutströmung oder wenn darin teils Ebbeströmung, teils Flutströmung herrscht, ändert sich der Gang der Rechnung etwas und es muß namentlich berücksichtigt werden, daß das Oberwasser die bei Ebbe ausströmende Wassermenge vermehrt, die bei Flut einströmende aber schmälert. Die sonstigen Einzelheiten ergeben sich leicht und wegen der allgemeinen Behandlung der vorliegenden Aufgabe kann auf Kap. XVIII, § 12 des Handbuchs verwiesen werden.

Nachdem Berechnungen der besprochenen Art für jede Stunde vorgenommen sind (auch nach Bedarf für einen Teil einer Stunde), erhält man durch Summierung der einzelnen Ergebnisse die Wassermengen, welche die verschiedenen Querschnitte eines Mündungsgebiets durchströmen.

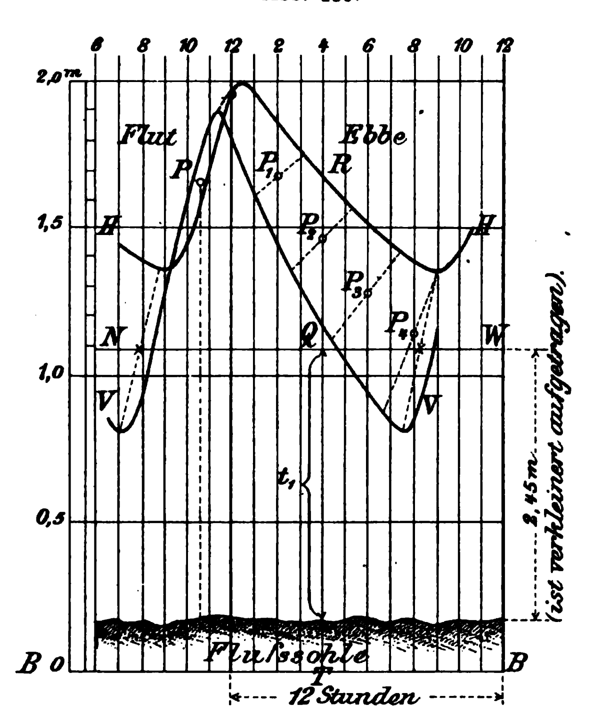
Bei der Berechnung der stets wechselnden Geschwindigkeiten der Strömungen ist, den angegebenen Weg weiter verfolgend, zu berücksichtigen, daß die Teilquerschnitte und die zugehörigen Wassermengen bekannt sind. Jene Berechnung läßt sich also auf Grund der bekannten Beziehungen zwischen Wassermenge, Durchflußquerschnitt und mittlerer Geschwindigkeit bewerkstelligen. An den tiefen Stellen der Querschnitte stellen sich übrigens Geschwindigkeiten ein, welche von den mittleren erheblich abweichen und dies zeigt sich unter anderm dadurch, daß während der Flut der Wasserspiegel nach oben ausbiegt, während er sich während der Ebbe nach unten einbiegend gestaltet, vergl. S. 151. Hierdurch entstehen Querströmungen, welche den Abflußvorgang noch verwickelter machen, als er ohnehin ist.

Auch der Salzgehalt des Meerwassers hat Einfluß auf diesen Vorgang. Derselbe macht sich namentlich in der Mündung und kurz nach dem Kentern der Strömung bemerklich. Es ist dann eine Zeitlang in der Tiefe Flutströmung, während

oben schon die Ebbeströmung herrscht, und auch nachher verursacht das größere Gewicht des Seewassers einen Gegendruck, welcher die Geschwindigkeit der Ebbeströmung beeinträchtigt. Andere, hier jedoch nicht im Einzelnen zu erörternde Umstände bringen es mit sich, daß bei näheren Untersuchungen der Mündungsgebiete auch der Salzgehalt des Wassers dauernd beobachtet werden muß [165]).

Bei der oben besprochenen Berechnung der Wassermengen und der Geschwindigkeiten der Tideströmungen ist somit manches unberücksichtigt geblieben, unter anderm auch, daß die Flutwellenlinien nicht, wie in Abb. 138 angenommen, Polygone, sondern gekrümmte Linien sind, was jedoch als geringfügig bezeichnet werden kann. Wichtiger dürfte die Frage sein, ob es immer zulässig ist, den Zeitpunkt des Kenterns der Strömungen und diejenigen Hebungen und Senkungen des Wasserspiegels außer Betracht zu lassen, welche nicht der Menge des zuströmenden Wassers, sondern den innern Bewegungen der Flutwellen, also der Verlängerung und Verkürzung der Wasserfäden, ihre Entstehung verdanken. Wenn diese Fragen verneint werden müßten, würde sich ergeben, daß die übliche Art der Wassermengenberechnung wohl im allgemeinen genügend genaue Ergebnisse liefert, in der Nähe des Meeres, woselbst die Flutkurven stark ausgeprägt sind, aber schwerlich.

Abb. 139.



Eine zuverlässige Bestimmung dieser Mengen ist sehr wichtig und wenn Beförderung der Schiffbarkeit des Mündungsgebiets erstrebt wird, ist eine Vergrößerung derselben wesentlich.

Nunmehr sind einige Bemerkungen über die **Flutwellenlinien** und die **Ermittelung der Schleppkraft** der Strömungen zu machen.

Wenn man die gemittelten normalen Flutkurven H und V (Abb. 139) [166]) zweier benachbarten Pegel, deren Entfernung = l sei, auf ein und dieselbe Bildebene zeichnet und dabei die Ordinaten, also die Höhen, von derselben Grundlinie BB aus aufträgt, ergibt sich das obenstehende Bild. Jede im Bereiche einer Tide liegende Zeitlinie TR trifft zwei Kurvenpunkte

[165]) Vergl. Handb. (3. Aufl.) Kap. XVIII, S. 322 und 333.

[166]) Es sind dies die Flutkurven der Weser für Hasenbüren und Vegesack aus dem Jahre 1887 (also vor der Unterwasser-Korrektion) bei niedrigem Oberwasser; vergl. Handb. Kap. XVIII, S. 334.

Q und R, der Abstand QR ist der Fall (das absolute Gefälle) der entsprechenden Flutwellenlinie und es ist ihr Gefällsverhältnis $i = \frac{QR}{l}$. Wenn nun ein Höhenplan einer Flutwellenlinie für eine bestimmte Uhrzeit gezeichnet werden soll, sind die Höhen TQ und TR ebenfalls als Ordinaten, aber in einem Abstande gleich l aufzutragen, vergl. Abb. 137 (rechts).

Bezüglich der Schleppkraft sei daran erinnert, das es sich hauptsächlich um die Ermittelung ihrer Grenzwerte handelt und daß diese an den tiefsten, also an den für die Schiffahrt besonders wichtigen Stellen der Querschnitte eintreten, vergl. S. 115. Maßgebend für die Schleppkraft sind die Gefällsverhältnisse und die Wassertiefen, die ersteren findet man für jeden Ort und jede Zeit auf dem soeben angegebenen Wege.

Um nun für eine Strecke HV die verschiedenen durchschnittlichen Wassertiefen zu ermitteln, bestimmt man die Lage einiger Punkte P (Abb. 139) einer in der Mitte zwischen H und V liegenden Flutkurve, indem man die gestrichelten Hilfslinien halbiert. Auf demselben Wege ergibt sich auch die zugehörige Horizontale NW des Niedrigwassers, ferner ergeben sich die Abstände der Punkte P von der letzteren, zu diesen hat man die Wassertiefe t_1 bei Niedrigwasser zu addieren, um die wechselnden Wassertiefen der Gleichung 33 $S = \gamma\ t\ i$ zu erhalten.

Vereinzelte derartige Berechnungen würden wenig Nutzen haben, man muß dieselben für verschiedene Zeiten vornehmen und Mittelwerte bilden. Dabei ist aber zu berücksichtigen, daß nach Beginn der Ebbe die Flutströmung noch andauert, und daß nach dem Kentern die Ebbeströmung anfangs nur schwach ist. Man hat deshalb die ersten drei bis vier Stunden der Ebbe bei dieser Untersuchung auszuscheiden. Im Nachstehenden sind nur die Punkte P_2 P_3 P_4 der Abbildung berücksichtigt.

Für die 8,54 **km** lange Strecke Hasenbüren—Vegesack und die Zeitlinie TR gestaltet sich eine Zahlenrechnung für die vierte Stunde nach Hochwasser folgendermaßen:

$$QR = 0{,}51 \text{ m}, \text{ somit } i = \frac{0{,}51}{8540} = 0{,}00006,$$

Abstand des Punktes P_2 von der Linie NW = 0,87 **m**, dazu Wassertiefe bei Niedrigwasser = 2,45 **m** gibt t = 2,82 **m**.

$$S \text{ (Schleppkraft)} = 1000 \,.\, 0{,}00006 \,.\, 2{,}82 = 0{,}17 \text{ kg/qm}.$$

Für die genannte Strecke wurde auf demselben Wege ermittelt: der während der Flut eintretende Größtwert der Schleppkraft zu 0,105 **kg/qm** und der durchschnittliche Wert der Schleppkraft während der Ebbe zu 0,18 **kg/qm**.

Die vorstehenden Berechnungen zeigen, daß das Schleppkraftgesetz auch für Mündungsgebiete nutzbar gemacht werden kann, jedoch werden die Ergebnisse um so weniger zuverlässig, je näher man der eigentlichen Mündung kommt.

Eine Fortsetzung dieser Rechnungen ergibt, in welchem Grade der Grenzwert der Schleppkraft stromabwärts mehr und mehr abnimmt. In noch höherem Grade ist letzteres bezüglich der Arbeit der Fall, welche die Sehleppkraft an verschiedenen Stellen des Flutgebiets zu verrichten imstande ist, denn hierbei kommt die Dauer der Ebbeströmung wesentlich in Betracht. Da beispielsweise, wie auf S. 207 erwähnt, vor der Korrektion der Unterweser die normale Dauer der Ebbe bei Vegesack 8 Stunden 9 Minuten, bei Bremerhaven dagegen 6 Stunden 28 Minuten war,

stand damals der Arbeit der Schleppkraft bei Vegesack an Zeit etwa ein Viertel mehr zu Verfügung, als bei Bremerhaven.

Schließlich sei noch folgendes bemerkt:

1. Während der Ebbe sind die Schleppkräfte den während der Flut vorhandenen meistenteils so weit überlegen, daß in der Regel nicht zu fürchten ist, Sinkstoffe könnten sich auch stromaufwärts bewegen.

2. Eine Vergrößerung der Wassertiefe, z. B. durch Baggern, steigert die Schleppkraft erheblich (vergl. S. 116) und beim Ebben der Sturmfluten ist dies in sehr hohem Grade der Fall.

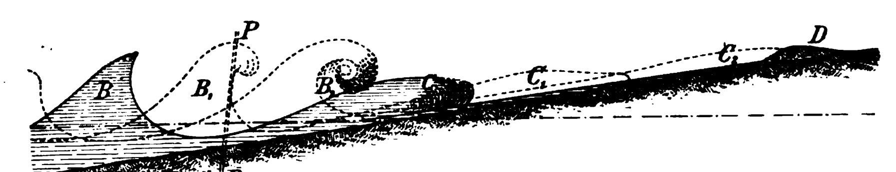
3. An flachen Stellen der Durchflußquerschnitte ist die Schleppkraft geringer als an tiefen; Ablagerungen von Sinkstoffen finden somit vorzugsweise an den erstgenannten Stellen statt. Man hat also in der Regel ein fortwährendes Anwachsen der Sandbänke und Untiefen zu gewärtigen.

Die Ermittelung der Schleppkraft ist einer örtlichen Ermittelung der lebendigen Kraft einer Strömung ziemlich nahe verwandt.

62. Die Tätigkeit des Meeres an den Küsten. Schon an anderer Stelle ist angedeutet, daß nicht allein die fließenden Gewässer, sondern auch das Meer Annagung, Fortschaffung der losgelösten Massen und Ablagerung bewerkstelligen; wenn dies an den Ufern des Meeres, den Küsten, stattfindet, sind nur die Benennungen etwas anders, man nennt die Annagungen in der Regel Abbruch und die Ablagerungen Anlandungen oder Verlandungen; wenn Fremdwörter gebraucht werden wollen, spricht man von Meer-Erosion bezw. von Meer-Alluvion[167]). Ursachen dieser Erscheinungen sind vorzugsweise die Wellen und die Strömungen des Meeres.

Die Wirkung der Wellen[168]) ist verschieden, je nachdem sie auf einem allmählich ansteigenden (geböschten) Untergrunde, oder aber eine steile Wand anlaufen. Daß und weshalb die Wellen in erstgenanntem Falle ihre Form ändern, ist auf S. 205 bereits besprochen. Im weiteren Verlaufe wird die Verzögerung, welche der untere Teil der Welle erleidet, so groß, daß sich erst der Wellenkamm, dann die ganze Welle überstürzt (Abb. 140). Dann brandet die Welle und ihr kräftig

Abb. 140.



strömendes Wasser ersteigt eine Strecke des Ufers, um gleich nachher zurückzufließen. Die so entstehenden Rückströmungen, welche unter den anlaufenden Wellen stattfinden und mittelbar die Brandung verstärken, bewirken aber, daß, namentlich bei starkem Wellenschlage, von dem Ufer Sinkstoffe losgelöst und seewärts entführt werden.

[167]) Vergl. Handb. (3. Aufl.) Kap. XVI, S. 2.
[168]) Handb. Kap. XVI, § 10 u. 11.

Das Anlaufen der Wellen gegen eine lotrechte Wand gestaltet sich dann ziemlich harmlos, wenn vor einer solchen Wand eine sehr große Wassertiefe vorhanden ist und wenn es sich um Wellen handelt, deren Wasserteilchen vorwiegend eine schwingende, also wenig fortschreitende Bewegung haben. Die Wellen werden dann zurückgeworfen, es ist aber nicht erforderlich, die Erscheinungen, welche bei einem solchen Zurückwerfen derselben eintreten, hier eingehend zu besprechen.

Wenn sich jedoch, wie es die Regel ist, vor einer mehr oder weniger steilen Wand PP (Abb. 140) in mäßiger Wassertiefe eine Böschung oder ein ansteigender Untergrund befinden, wird die Wand von Wellen getroffen, welche vor dem Winde fliehend eine ansehnliche Geschwindigkeit haben, die Wellen werden dann „gebrochen" und die Wand hat einen starken Stoß auszuhalten. Auch in diesem Falle strömt am Untergrunde ein Teil des Wassers der Wellen zurück und greift jenen stark an, während ihre obersten Teile in die Höhe geschleudert werden, unter Umständen bis etwa 50 m. Andere Teile der Wellen werden zurückgeworfen und es entsteht vor der Wand ein wildes Durcheinander von schäumenden, tosenden Wellen.

Eine rauhe oder mit Vorsprüngen versehene Wand wird hierbei nicht allein in horizontaler, sondern auch in vertikaler Richtung beansprucht und die Vertikalkräfte sind teils aufwärts, teils abwärts gerichtet [169]).

Die Kräfte, mit welchen die Wellen steile Wände angreifen, sind hauptsächlich durch die Wellenhöhe und die Geschwindigkeit, welche die Wellen im freien Wasser haben, bedingt. Es ist indessen übertrieben, wenn solche Wellen oft „haushoch" genannt werden: Wellen von 5 m und 10 m Höhe dürfen schon hoch, beziehungsweise sehr hoch genannt werden. Sehr groß ist aber die sekundliche Geschwindigkeit der Wellen bei starken Stürmen; man hat bereits sekundliche Geschwindigkeiten von etwa 16 m beobachtet [170]).

Durch das Obige ist begründet, daß beim Brechen der Wellen gewaltige Stöße entstehen, und die Erfahrung zeigt, daß Wellen imstande sind, umfangreiche Steinmassen zu verschieben. Beispielsweise wurde an der Ostküste von Schottland gelegentlich eines Hafenbaues eine zusammenhängende Steinmasse von 1350 t Gewicht von der Außenböschung eines sogenannten Wellenbrechers fort und nach der Binnenböschung desselben geschoben. Ähnliche Verschiebungen kleinerer Massen sind nicht selten beobachtet.

Messungen der Stoßkraft der Wellen hat Th. Stevenson bewerkstelligt und zwar mit Hilfe einer gut befestigten Vorrichtung, bei welcher eine der Wellenbewegung entgegengestellte Scheibe sich auf Führungsstangen soweit verschiebt, wie es der Gegendruck von Spiralfedern gestattet, vergl. S. 198 (Messung des Winddrucks). Von dieser allerdings nicht ganz sicheren Grundlage ausgehend hat man berechnet, daß an der englischen Küste die Stoßkraft der Wellen bis auf etwa 30 t/qm und mehr steigen kann. Für die deutschen Küsten sind geringere Werte anzunehmen, an der Nordsee etwa 15, an der Ostsee etwa 10 t/qm, das ist das 60 bezw. 40fache des Größtwertes des Winddrucks nach üblicher Annahme.

---

[169]) Näheres s. Handb. Kap. XX, § 1.

[170]) Handb. Kap. XVI, § 8 (Form, Tiefe, Geschwindigkeit der Wellen).

An der Ostsee wird die Wirkung der Wellen mitunter durch Eis erheblich gesteigert. Bei strenger Kälte gefriert die See mehrere Meilen weit rings um die Küsten. Wenn dann die Eisdecke bei Stürmen plötzlich zerbricht und die mächtigen Schollen von den Wellen gegen das Ufer gestoßen werden, erfolgen starke Abstürzungen und Einbrüche.

Von den sehr verschiedenartigen, in den Meeren auftretenden Strömungen[171]) wurde bereits bei anderen Gelegenheiten einiges gesagt, insbesondere sind die Winde, die Tiden und die Wellen als Ursachen eigenartiger Strömungen genannt. Außerdem entstehen Meeresströmungen in der Nähe der Flußmündungen durch das ausströmende Wasser und im allgemeinen dadurch, daß das specifische Gewicht des Meerwassers, nicht minder dessen Temperatur erhebliche Verschiedenheiten aufweisen. Eine große Mannigfaltigkeit besteht auch hinsichtlich der Ablenkungen, welche die Richtungen der Strömungen erleiden.

Es ist ausgeschlossen, hier auf viele Einzelheiten einzugehen, einige an den deutschen Küsten vorkommende Erscheinungen dürfen indessen nicht unerwähnt bleiben.

Das Anlaufen und Ablaufen der Flutwellen des Meeres erzeugt besonders in der Nähe der zahlreichen holländischen und ostfriesischen Nordsee-Inseln sehr kräftige Strömungen. Diese Inseln sind im Durchschnitt etwa 10 bis 15 **km** vom Festlande entfernt und dazwischen befinden sich Flächen, welche bei der Ebbe größtenteils wasserfrei werden. Indem das Wasser, dessen Zu- und Abströmen nur durch etwa zehn Öffnungen (Seegaten) erfolgt, diese weit über 1000 **qkm** großen Flächen täglich zweimal bedeckt, sind die in jenen Öffnungen entstehenden Strömungen erklärlich, nicht minder, daß dieselben zeitweilig sehr lebhaft sind und sich dann weit ausbreiten.

Auch in den Öffnungen, durch welche die Haffe der deutschen Ostseeküste mit dem Meere in Verbindung stehen, finden Strömungen statt, hier sind es aber nicht die Tiden, sondern starke Winde, die nicht selten eine Hebung des äußeren Wasserspiegels veranlassen. Dann findet in jenen Öffnungen ein Einströmen des Wassers statt, der Wasserspiegel der Haffe hebt sich und nach Änderung der Windrichtung strömt das Wasser wieder aus.

Verwandt mit diesen Erscheinungen ist das Ein- und Ausströmen des Wassers in der engsten Stelle des Jadebusens, woselbst an den großen herzförmig gestalteten Teil dieses Busens eine trichterförmige Mündung sich anschließt. Indem Ersterer während der Flut bis Hochwasserhöhe mit Wasser gefüllt wird, wogegen bei Ebbe das eingedrungene Wasser wieder ausströmt, entstehen an der engsten Stelle ziemlich starke Strömungen, die einer Erhaltung der dortigen Wassertiefe sehr förderlich sind.

Nicht selten und namentlich bei Meerengen, durch welche Binnenmeere mit den Weltmeeren in Verbindung stehen, kommt es auch vor, daß verschiedene Ursachen, besonders die Winde, die Tiden und das größere specifische Gewicht des Meerwassers, gleichzeitig auf die Strömungen einwirken.

Im Vorstehenden sind Beispiele sogenannter Küstenströmungen gegeben, eine zweite Hauptart sind die weit mächtigeren, in den Weltmeeren auftretenden Strömungen; über letztere dürfte aus der allgemeinen Erdkunde manches bekannt sein. Für das Bauwesen haben hauptsächlich die Küstenströmungen Bedeutung, dagegen sind die Strömungen des offenen Meeres für die große Schiffahrt sehr wichtig.

---

[171]) Handb. Kap. XVI, § 19 und § 20.

Gemeinsam ist allen Strömungen, daß bei der Bezeichnung ihrer Richtung die Weltgegend genannt wird, der sie zustreben, ein Westwind erzeugt also eine östliche Strömung u. s. w.

Während die Wellen den Abbruch der Küsten vorzugsweise bewirken, liegt das Fortschaffen der losgelösten Massen und die Vermittelung der Verlandungem im wesentlichen den Strömungen ob. Hierbei wiederholt sich die bei den fließenden Gewässern eintretende und bereits besprochene Erscheinung: „Jede Art von Sinkstoffen, vom groben Gerölle bis zum feinsten Schlamm, wird bei einer bestimmten Stromgeschwindigkeit bewegt und bleibt bei einer geringeren liegen.“ Ferner schreitet die Zerkleinerung der Sinkstoffe (vergl. S. 117) im Meere weiter fort, sodaß sich namentlich Sande von sehr großer Feinheit bilden.

63. Gefährdete Küsten. Dünen[172]. Die Wirkungen der Wellen und der Strömungen sind mannigfaltig, wie ihr Verlauf und ihre Ursachen, insbesondere gestalten sie sich bei flachen und sandigen Küsten anders, als bei steilen und felsigen. Eine gewisse Gleichmäßigkeit ist nur insofern vorhanden, als alle den ungeschwächten Angriffen des Meeres ausgesetzte Küsten abgebrochen werden, somit gefährdet zu nennen sind. — Weil es ausgeschlossen ist, die Vorgänge hier vollständig zu erörtern, haben wir bei Vorführung der zuerst zu besprechenden Flachküsten vorzusweise die Erscheinungen im Auge, welche an den deutschen und holländischen Nordseeküsten vorkommen.

Der Untergrund dieser Küsten besteht aus Sand und im Bereiche der Tiden und Wellen bildet sich naturgemäß eine ziemlich flache, mitunter sehr flach, geböschte Fläche, der Strand, aus. Die Art und Weise, wie das bewegte Wasser den Strand angreift, gestaltet sich verschieden, je nachdem leichte, stärkere oder sehr starke Wellen anlaufen. Unter der Einwirkung leichter Wellen und einer schwachen Rückströmung wird hauptsächlich ein Hin- und Herschieben der Sande eintreten und dies ist insofern nicht unwichtig, als dabei die letzteren feiner gemahlen und dadurch leichter beweglich werden.

Stärkere Wellen verursachen eine lebhaftere Bewegung der Sande und teilweise Vermischung derselben mit dem Wasser. Die Enden der anlaufenden Wellen haben nun eine geringe Geschwindigkeit und eine geringe Wassertiefe. Die Folge ist, daß jede Welle einen Teil der mitgeführten feinen Sande, auch andere leichte Körper, z. B. Muschelschalen, auf dem Strande zurückläßt. Hierdurch bilden sich kleine Wälle von Sand, welche austrocknen, sobald der Wellenschlag eine Zeit lang nur schwach ist. — Aber auch die Rückströmung führt Sand, und zwar nicht selten ziemlich groben, mit sich. Sie erlahmt jedoch nach und nach, dann bilden sich auch in der Tiefe Ablagerungen von Sand, als Anfänge eines sogenannten Riffs.

Einschneidender sind die Wirkungen sehr hoher Wellen. Bei starken Stürmen setzen diese Wellen große Mengen des Strandsandes in Bewegung. In wenigen Wochen kann die Höhe eines Strandes unter solchen Umständen um etwa 1 m abnehmen und gleichzeitig findet eine kräftige Riffbildung statt. Bei ruhigerem Wetter werden die Riffe wieder verkleinert, auch wohl ganz beseitigt, indem der Sand durch die mäßigen Wellen dem Strande wieder zugeschoben wird. An der deutschen Nordseeküste sind vorübergehende Riffbildungen von 1 bis 2 m Höhe nicht selten.

---

[172]) Handb. (3. Aufl.). Kap. XVII, § 3 (Steile Meeresufer), § 4 (Flache Ufer), vergl. auch § 6 (Inseln).

In der Regel sind die Riffe aber von Dauer, jedoch Veränderungen ihrer Höhe unterworfen. Man vergleiche weiter unten Abb. 141. Erhebliche Mengen der aufgewühlten Massen gelangen jedoch nicht zur Ablagerung, sondern werden von den Küstenströmungen fortgeführt.

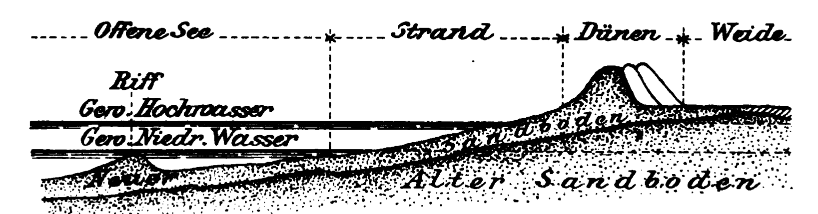
Da bald kleine, bald hohe Wellen auf dem Strande anlaufen, außerdem aber die Tiden in Betracht kommen, erhält der Strand, als dessen seeseitige Grenze die Riffe (es bilden sich deren mitunter zwei) gelten können, oft eine sehr große Breite.

Mitunter wird die Bildung von Riffen dadurch verhindert, daß der Strand nur schmal ist, weil dann der losgelöste Sand in größere Tiefen gelangt. Eine Schmälerung des Strandes findet unter anderm durch kräftige Küstenströmungen statt, wie solche stellenweise in der Nähe der ostfriesischen Inseln vorkommen. An solchen Stellen sind diese Inseln besonders gefährdet, zumal die Wirkung der Wellen um so einschneidender ist, je niedriger und schmaler der Strand.

Im allgemeinen ergibt sich, daß bei den am offenen Meere liegenden Flachküsten der Abbruch bei weitem stärker ist, als die Ablagerung, so daß diese Küsten, so lange sie im Naturzustande sind, langsam, aber stetig, und nicht selten in sehr bedenklicher Weise zurückweichen. Man hat Mittel und Wege gefunden, dies Zurückweichen an einzelnen Stellen näherungsweise zu messen und für die Gegend der früheren Mündung des alten Rheins (vergl. S. 132) ist ermittelt, daß die Westküste Hollands sich daselbst im Laufe von nicht ganz zwei Jahrtausenden um etwa 8 **km** nach Osten verschoben hat. Ähnliche Verschiebungen haben auch an anderen Stellen dieser Küste stattgefunden. Als eine Nordsee-Insel, welche im vergangenen Jahrhundert durch Abbruch bis zur Unbewohnbarkeit verkleinert wurde, ist die Insel Wangerog zu nennen.

Einen wesentlichen Bestandteil ausgebildeter Flachküsten bilden die Dünen. Oben ist gesagt, daß die Wellen oberhalb ihres Bereichs nicht selten kleine, feinsandige Wälle aufwerfen, welche durch die Seewinde leicht austrocknen. Landwärts wehende Winde nehmen nun den Sand als Flugsand mit und dieser lagert sich ab,

Abb. 141.



wenn der Wind durch irgend welche Gegenstände gemildert oder gebrochen wird. Durch ungestörtes Anwachsen werden diese Sandanhäufungen so kräftig, daß sie selbst den höchsten Wasserständen widerstehen, dann haben sich Dünen gebildet. In Abb. 141 ist die Höhenlage von Dünen, Strand und Riffen schematisch angedeutet.

Die Dünen haben sehr unregelmäßige obere Begrenzungen, durchschnittliche Höhen von 10 bis 15 **m** kommen häufig vor, aber auch größere. Die Breitenausdehnung der Dünen an der Westküste Hollands ist so ansehnlich, daß die Wasserversorgung einer Reihe holländischer Städte auf dem in den Dünenketten gewonnenen Grundwasser beruht. „Dünen können sich nur da bilden und erhalten, wo eine breite

Strandfläche den nötigen trockenen Sand nachhaltig liefert, andererseits gewähren kräftige Dünen dem davor liegenden Strande den sichersten Schutz gegen Erniedrigung durch hohe Sturmfluten und die Möglichkeit, sich nach einer solchen Flut allmählich wieder zu erhöhen"[173]).

Felsige Steilküsten kommen an der Nordsee und der Ostsee ziemlich vereinzelt vor; Beispiele sind die Nordost- und die Südwestküste der Insel Helgoland, auch der größere Teil der Küsten der Insel Rügen[174]).

Vor diesen Küsten bildet sich im Bereiche der Tiden oft ein von Gerölle bedeckter Strand, welcher ungefähr bis zur Höhe des gewöhnlichen Hochwassers reicht. Abgesehen von mancherlei anderen Umständen bereiten Verwitterungen und die Schichtungen des Gesteins den Abbruch vor. Jene Gerölle sind von den Wellen fortwährend gewälzte Felstrümmer. Wenn bei starken Winden die Wellen heftig branden, werden Gerölle gegen die Felswand geworfen und üben dabei wuchtige Stöße aus, wodurch Einhöhlungen entstehen. Die unterhöhlte Felswand bricht nach, bald langsam Stück um Stück, bald in größeren Massen; in letzterem Falle bilden sich große Nischen in der Wand. Mitunter bleiben besonders widerstandsfähige Felsmassen als scharfe Vorsprünge stehen, wenn hinter ihnen dann die Abbrüche von beiden Seiten sich treffen, werden diese Vorsprünge in freistehende Klippen verwandelt. In anderen Fällen wird der obere Teil der Felswand vernichtet, während ein unter Wasser liegender, sehr fester Teil sich erhält, dann ist ein Felsenriff entstanden.

Die Lage und Gestalt der Steilküsten ändert sich sonach fortwährend. Die Brandung zerkleinert die heruntergestürzten Trümmer, die kleineren Sinkstoffe und namentlich der Schlamm, welcher sich bildet, werden von der Rückströmung der Wellen erfaßt und von den Küstenströmungen fortgeführt. Dadurch wird der Fuß der Felswände eines Schutzes beraubt und ihre Zerstörung schreitet mehr und mehr fort.

Die geschilderten Vorgänge bedrohen bekanntlich namentlich die Insel Helgoland in hohem Grade und es ist nachgewiesen, daß diese Insel noch in geschichtlicher Zeit bei weitem größer war als jetzt.

64. Verlandung geschützt liegender Küsten. Marschen[175]). In Buchten, hinter Inseln, an den Ufern weitgeöffneter Strommündungen und an sonstigen Stellen, wo Wellenschlag und Strömungen erheblich abgeschwächt sind, haben die Küsten eine vergleichsweise geschützte Lage; der Abbruch ist daselbst nicht sehr stark und kann verhindert werden. Ferner finden an solchen Küsten infolge geringer Wassertiefen und zeitweilig äußerst geringer Geschwindigkeit des Wassers ansehnliche Verlandungen statt. Mitunter bestehen dieselben vorwiegend aus Sanden, welche die Küstenströmungen den geschützten Stellen zuführen. Dies ist beispielsweise an der Südseite mancher Nordsee-Inseln der Fall.

Wichtiger als die genannten sind die aus Schlick bestehenden Verlandungen. Es darf daran erinnert werden, daß man die äußerst fein zerteilten erdigen Sink-

---

[173]) Handb. Kap. XVII, S. 148.

[174]) Auf die geologischen Reliefs von H. Heim (vergl. Anm. 103 S. 120) sei hier nochmals hingewiesen; im vorliegenden Falle kommt das Relief „Steilküste und Dünenküste des Meeres" in Betracht.

[175]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XVII, § 7. Vergl. auch Kap. XII, § 24 bis 26 und Kap. XVI, § 5 (Schlickgehalt des Meeres).

stoffe, welche das bewegte Wasser in auffallender Weise trüben und sich nur in ruhendem oder beinahe ruhendem Wasser niederschlagen, Schlick nennt, vergl. S. 117. Er entstammt hauptsächlich den Flüssen, das Zusammentreffen des Flußwassers mit dem Seewasser befördert jedoch seine Bildung. Auch der Abbruch mancher Küsten vergrößert die Masse des Schlicks. Wo nun Ebbe und Flut vorhanden und die Küstenströmungen nicht kräftig sind, besonders aber aus den weiten Buchten der Nordsee gelangt nur ein Teil des Schlicks in das offene Meer, ein anderer Teil geht mit dem Wasser hin und her, bis er bei ruhigem Wetter und während das Kenterns der Tidesströmungen sich an Stellen, welche besonderen Schutz gewähren, niederschlägt.

Die auf diese Weise entstandenen sehr ausgedehnten sogenannten Watten werden anfangs bei jeder Flut alsbald vom Wasser bedeckt. Die Ebbe bildet auf ihnen bachartige, sich verzweigende Vertiefungen, die sogenannten Priele, aus. Die oberen Teile eines solchen Schlickwatts sind weich, leicht beweglich und ohne Begrünung, sodaß das Watt schwer zugänglich ist.

Weil die Schleppkraft des Wassers sich bei abnehmender Wassertiefe vermindert, wachsen die Watten infolge weiteren Schlickfalls allmählich an. Wenn dann die Wattfläche die Höhe etwa der halben Flut erreicht hat, steigert sich ihre Festigkeit, zumal die Oberfläche jetzt für längere Zeit der Einwirkung der Luft und der Sonne ausgesetzt ist. Dann entwickeln sich auch besondere Arten von Pflanzen, später, wenn das Watt etwa auf 0,6 m unter gewöhnlicher Flut herangewachsen ist, andere und dichter stehende. Zwischen Pflanzenwuchs und Aufschlickung besteht eine günstige Wechselwirkung, weil die Pflanzen die ohnehin geringen Strömungen mäßigen und die Schlickteilchen zurückhalten. Bei mässigen Wasserständen ist ein begrüntes Watt zugänglich und die Grasarten, welche sich bilden, wenn die Fläche die Lage des gewöhnlichen Hochwassers nahezu erreicht hat, werden geerntet. Das weitere Anwachsen läßt sich durch einfache, hier jedoch nicht einzeln zu besprechende Mittel befördern[176]).

Schließlich kann ein Watt eingedeicht, d. h. mit einem den Sturmfluten widerstehendem Seedeiche geschützt werden. Das soll aber erst dann geschehen, wenn die Oberfläche des Watts um ein gewisses von mancherlei Umständen abhängiges Maß über dem gewöhnlichen Hochwasser liegt, also „deichreif" geworden ist.

Durch eine derartige Eindeichung gewinnt man einen neuen Polder, ein solcher schließt sich in der Regel zahlreichen anderen, aus früheren Zeiten stammenden Poldern an und die auf diese Weise dem Meere oder den Strommündungen abgerungenen, sehr fruchtbaren Gelände nennt man Marschen. Die Linien geschützt liegender Küsten schieben sich also noch jetzt hie und da vor, während Dünenküsten und Steilküsten entweder zurückweichen oder nur mit großen Anstrengungen in ihrer Lage erhalten werden können.

Die Umwandlung mancher Küstengegenden, welche, wie der größere Teil des in Art. 43 besprochenen Rhein-Deltas, vormals vom Meere beherrscht wurden, in ihren heutigen Zustand, ist die Frucht einer mehr als tausendjährigen Arbeit an den Deichen, aber mit zu früh unternommenen Eindeichungen sind manche schlimme Erfahrungen gemacht.

[176]) Handb. Kap. XVII, § 12 (Beförderung der Marschbildung).

Bevor hierüber näheres gesagt wird, muß ein Blick auf den Untergrund der fraglichen Gegenden geworfen werden. Unmittelbar auf dem sandigen Grunde ist die Ablagerung des Schlicks nur in Buchten von geringer Tiefe erfolgt. Wo dieselben eine größere Tiefe hatten, ist außer dem Schlick auch das Wachstum verschiedener Seepflanzen wirksam gewesen, ferner sind Pflanzenreste von anderen Plätzen durch die Wellen in diese Buchten gelangt, bis der Schlick sich verdichtete und die nach und nach vergrabenen Pflanzen zusammendrückte. In Holland und Ostfriesland findet man deshalb an vielen Stellen und namentlich da, wo der ältere Meeresboden tief liegt, im Untergrunde ein Gemisch von Schlick und Pflanzenresten, den sogenannten Darg, welcher infolge seiner Zusammensetzung ein geringes spezifisches Gewicht hat.

Ferner ist zu beachten, daß die älteren Deiche sehr oft entweder so niedrig oder so schwach waren, daß sie mächtigen Sturmfluten nicht zu widerstehen vermochten. Dann erfolgten Deichbrüche und mit diesen Überschwemmungen, bei welchen viele Menschen, auch viel Vieh zu Grunde gegangen sind. Das durch die Deichlücken ein- und ausströmende Wasser spülte aber tiefe Kolke aus und hatte namentlich leichtes Spiel, wenn die Spülungen den Darg erreichten. Im Laufe von Jahren wurde nun das ganze Gelände bis an widerstandsfähige Deiche in ein Watt zurückverwandelt oder auf die Dauer unbewohnbar.

Die bekanntesten Zerstörungen dieser Art, durch welche die Süder-See (vergl. Abb. 79, S. 131 oben), der Dollart und der Jadebusen ihre jetzige Gestalt erhalten haben, durch welche ferner die Uferlinien an der Westküste von Schleswig erheblich verändert sind, fallen in das 12., 13. und 14 Jahrhundert. Von der Sturmflut des Jahres 1421 wurden außer Friesland auch die Gegenden südöstlich von Dordrecht schwer betroffen. Ein ansehnlicher, noch heute unbewohnbarer Teil des damals verheerten Geländes wird der Biesbosch genannt. Hier findet man ein Gewirr von zum Teil mit Busch bewachsenen, dem Hochwasser des Meeres preisgegebenen Inseln und zwischen ihnen bei niedrigem Wasser zahlreiche, ihre Lage oft ändernde Flußarme; diese Gegend bietet ein Bild der ursprünglichen Beschaffenheit eines großen Teils der Niederlande.

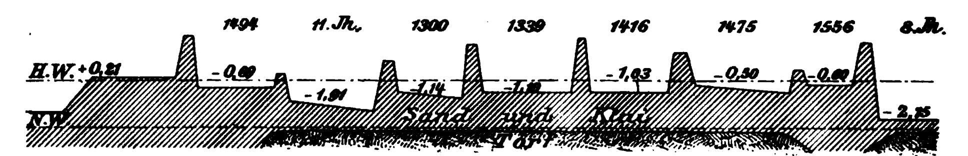
Nunmehr ist die Senkung der eingedeichten Marschen zu besprechen. Bei der Eindeichung enthält der Schlick noch ziemlich viel Wasser und die Höhenlage des Geländes bringt es mit sich, daß man behufs Nutzung desselben zahlreiche Entwässerungsgräben herstellt. Diese und die Einwirkung der Luft bewirken eine erhebliche Verminderung des Wassergehalts der Schlickmassen, sie gehen dadurch in Klai über. In trockenen Zeiten erstreckt sich die Austrocknung auf größere Tiefen, mit dem Austrocknen wird der Boden dichter und die Oberfläche senkt sich. Da, wo der Untergrund zum Teil aus Darg besteht, ist die Senkung besonders stark.

Diese Senkungen finden langsam, aber sehr nachhaltig statt und je älter die Polder sind, desto größer ist in der Regel ihre Senkung. Die erheblichen jetzt vorhandenen Höhenunterschiede dürften sich aber zum Teil daraus erklären, daß man früher bei den Eindeichungen bezüglich der Höhenlagen der Wattflächen weniger vorsichtig gewesen ist, als in neuerer Zeit. Da nun die inmitten eines Landstrichs befindlichen Gelände dem Wasser zuerst abgewonnen sind, liegen diese fast ausnahmslos tiefer, als die dem Wasse

zugekehrten. — Bei Marschen, welche in der Nähe von Flüssen liegen, kann auch die Ablagerung der Fluß-Sinkstoffe, welche, wie an anderer Stelle besprochen ist, bei Hochwasser vorwiegend in der Nähe der Flüsse stattfindet, die erwähnte Lage befördert haben.

Als Beispiel ist der Querschnitt eines Teils der niederländischen, an der Ooster-Schelde liegenden Insel Tholen (Abb. 142) aufgenommen. Zur Erläuterung sei be-


Abb. 142.



merkt, daß in der obersten Reihe dieser Abbildung die Zeit der Eindeichung der einzelnen Polder angegeben ist, aus den übrigen Zahlen ist zn entnehmen, wie hoch über dem gewöhnlichen Hochwasser, bezw. wie tief unter demselben die Gelände jetzt liegen; bei dem ältesten Polder beträgt dieser Höhenunterschied nahezu 3 m. Die Deiche erscheinen turmartig, weil der Höhenmaßstab sehr viel größer als der Längenmaßstab ist.

Es kommen übrigens auch Tieflagen vor, welche nicht der Senkung des Bodens, sondern der Torfgewinnung ihre Entstehung verdanken. Durch ein seit Jahrtausenden betriebenes Baggern des in den geschilderten Gegenden oft vorkommenden Torfs haben sich hie und da große Wasseransammlungen, sogenannte Meere, gebildet. Die Sohle dieser jetzt größtenteils trockengelegten Meere liegt in den Niederlanden bis 10 m unter der Spiegelhöhe bedeutender Sturmfluten.

Die hier kurz besprochenen Verhältnisse sind von großer Bedeutung insbesondere für die Entwässerungsanlagen, die Kanalbauten und die Schleusen, welche in Gegenden herzustellen sind, deren Gelände die besprochene eigenartige Höhenlage haben.

65. Schlußbemerkungen. Im Nachstehenden wird eine gedrängte Übersicht über verschiedene Gegenstände gegeben, auf deren eingehendere Besprechung verzichtet werden dürfte.

Zunächst sind die Uferwälle zu nennen, welche sich in großen, an weit vorgeschobenen Ufervorsprüngen endigenden Buchten, die ansehnliche Flüsse aufnehmen, bilden. Zwei derartige Buchten sind an den Mündungen der Weichsel und des Pregels einerseits, der Memel andrerseits vorhanden. Unfern der Ufervorsprünge, welche diese Buchten jetzt im Westen begrenzen, fließt ein östlich gerichteter Küstenstrom mit ziemlicher Geschwindigkeit, in den Buchten war dieselbe erheblich geringer. Unter dem Schutze, den jene Vorsprünge gewährten, mußten Ablagerungen entstehen, die sich nach und nach zu wasserfreien Uferwällen, also zu schmalen Halbinseln, ausgebildet haben. Hierdurch sind ansehnliche Teile der genannten Buchten in abgeschlossene Buchten verwandelt; an ihrer Ostseite stehen sie durch eine Lücke mit dem Meere in Verbindung. Jene Halbinseln nennt man an der Ostsee bekanntlich Nehrungen und die abgeschlossenen Buchten Haffe.

Übrigens dürften auch die Wellen bei der Bildung jener Wälle beteiligt sein. Es ist anzunehmen, daß die Wellen ihnen bei geeigneten Winden einen Teil der Fluß-Sinkstoffe, bei anderen Winden aber Sand aus dem Meere zugeführt haben, und es ist sicher, daß an ihrer Seeseite jener feine Sand aufgeworfen wird, welcher Vorbedingung für eine Dünenbildung ist.

Auch im Adriatischen Meere, namentlich im Norden der Mündungen des Po und der Etsch, haben sich ausgedehnte Uferwälle, die daselbst den Namen Lido führen und die Lagunen begrenzen, gebildet.

Die oft genannten Lagunen Venedigs beanspruchen wegen ihrer sehr weit vorgeschrittenen Verlandung und ihrer Bedeutung für Venedig als Seehafen besondere Beachtung; ihre Verlandung bedroht die Zugänglichkeit der Stadt für größere Schiffe, und wegen der auf sumpfigen Flächen im Sommer sich entwickelnden Ausdünstungen und des dadurch entstehenden Sumpffiebers sogar die Bewohnbarkeit der Stadt.

Die Lagune ist im ganzen rund 550 **qkm** groß; man unterscheidet zwei fast gleich große Teile: die Laguna morta und die Laguna viva. Die erstere ragt bei gewöhnlichem Hochwasser über dessen Spiegel, ist sumpfig und von vielen Wasseradern durchzogen. Die Laguna viva ist bei Hochwasser völlig vom Seewasser bedeckt mit Ausnahme der bewohnten Inseln, auf der größten liegt Venedig. Bei Niedrigwasser zeigt sie pflanzenlose Bänke, zwischen denen Wasserrillen sich hinziehen; die größeren Rillen dienen der Schiffahrt. In dem etwa 30 **km** langen Lido befinden sich drei Hauptöffnungen „Porti“, durch welche die Lagune mit dem Meere in Verbindung steht. Hierdurch sind innerhalb der ersteren für die Tideströmungen Wasserscheiden entstanden, von wo nach den Hauptöffnungen hin die Strömungen und die Querschnitte jener Wasserrillen stetig zunehmen.

Indem die Flut, deren durchschnittliche Größe nur 1,0 **m** ist, jedesmal von der See Sinkstoffe herbeibringt und die Ebbe nur einen Teil davon zurückführt, muß schon aus diesem Grunde ein allmähliches Anwachsen des Bodens der Lagune erfolgen. Dasselbe würde aber noch rascher stattfinden, wenn auch die Sinkstoffe der ursprünglich in die Lagune mündenden zahlreichen Flüsse ebenfalls Gelegenheit zur Ablagerung fänden. Deshalb ist eine Umleitung dieser Flüsse in der Weise ausgeführt, daß neue Flußbetten am Rande der Laguna morta gegraben und nördlich und südlich von ihr ins Meer geführt sind.

Bezüglich sonstiger Vorgänge bei der Bewegung des Wassers in abgeschlossenen Buchten muß auf Kap. XVII des Handbuchs, § 5 verwiesen werden.

Auch die Dünen können hier nicht ausführlich besprochen werden. Im Naturzustande unterliegen sie stetigen Veränderungen, welche durch den Wind besonders dann bewirkt werden, wenn die Seeseite der Dünen kahl, also ohne Pflanzenwuchs, ist. Bei starken landwärts wehenden Winden sind die Dünen von Flugsand, wie von einem dichten Nebel, umhüllt. Der an der Seeseite aufgewirbelte Sand fliegt zum Teil weit landwärts, zum Teil lagert er sich auf der landseitigen Böschung wieder ab. Auf diese Weise verschiebt sich die Düne bei wiederholten Stürmen landwärts: sie „wandert“. Die Erhaltung der Dünen ist aber von großer Bedeutung für die Erhaltung des Strandes (vergl. S. 217), deshalb muß auf erstere viel Sorgfalt verwendet

werden; die Dünenkultur (Handb. Kap. XVII, § 11) ist somit auch für den Wasserbau ein Gegenstand von Wichtigkeit.

Ferner sind hier noch einige Bemerkungen über die Strommündungen zu machen. Bei ihrer Besprechung sind bislang vorzugsweise die Mündungen ins Auge gefaßt, welche einem namhaften Flutwechsel unterliegen, auch ist in Art. 61 über die Arbeiten und Untersuchungen einiges gesagt, durch welche Verbesserungen vorbereitet werden. Eine zusammenhängende Besprechung dieser Vorarbeiten bringt § 15 des XVIII. Kapitels des Handbuchs.

In den Mündungen mit schwacher Flut (Handb. Kap. XVIII, § 4 u. ff.) sind die Zustände besonderer Art und namentlich dann ziemlich verwickelt, wenn der Fluß sich nicht unmittelbar in das Meer ergießt, also eine „einfache Mündung" hat, sondern eine abgeschlossene Bucht durchströmt. In letzterem Falle hat der Fluß gewissermaßen zwei Mündungen, eine obere an der Bucht, eine untere an der See. Beispiele einfacher Mündungen (zugleich Beispiele ausgedehnter Deltabildungen) bieten unter anderm die Donau, der Mississippi, die Rhone und die Weichsel (Handb. Kap. XVIII, § 10). Zweifache Mündungen haben die Nogat nebst dem Pregel, indem beide durch das Pillauer Seetief mit der Ostsee mittelbar in Verbindung stehen, ferner die Oder und die Newa (daselbst § 11).

In sämtlichen Mündungsgebieten und vor denselben können sogenannte Barren der Schiffahrt große Schwierigkeiten bereiten. Barren sind Sandbänke, welche einen Strom oder die von ihm im Meere erzeugten Strömungen durchqueren; sie nehmen meistenteils ihre Lage auf die Dauer an, sind aber Erhöhungen und Erniedrigungen unterworfen, wie die Riffe.

Die Barren bilden sich an verschiedenen Stellen. Im oberen Teile des Mündungsgebiets entstehen sie hauptsächlich in der Gegend der Grenze der Flutströmung, also unterhalb der Flutgrenze. Dies erklärt sich daraus, daß die Flut auf die Sinkstoffbewegung des angestauten Oberwassers ähnlich wie ein Wehr einwirkt. Dagegen sind Barren, welche sich außerhalb der Mündungen im Meere bilden, nicht selten Fortsetzungen der auf S. 215 besprochenen Riffe und an ihrer Bildung sind die Küstenströmungen wesentlich beteiligt. Schwieriger sind die Barren zu erklären, welche in den Fluttrichtern und zwar nicht selten paarweise auftreten. Sie gehen nicht selten mit den daselbst häufig vorkommenden Stromspaltungen Hand in Hand[177]).

---

[177]) In Kap. XVIII des Handbuchs sind die Barren unter anderm auf den Seiten 190, 199, 224 und 237 erwähnt.

Achter Abschnitt.

Wasserstraßen und Schiffahrt.

66. Geschichtliches. Die mannigfachen Beziehungen zwischen der früheren Beschaffenheit der Binnenschiffahrt und den Stauwerken haben veranlaßt, daß über jene bereits im sechsten Abschnitt (S. 173) einiges gesagt wurde. Es sei daran erinnert, daß die Flußschiffahrt des Mittelalters sich vorwiegend talwärts bewegt hat. Man ließ dabei die Schiffe mit dem Strome treiben, pfeilschnell in starken Gefällen, gegen den Strom konnten die sehr kleinen Schiffe nur mit großer Mühe befördert werden, selbst wenn sie schwach beladen waren. Bei günstiger Windrichtung wurde das Segel zu Hilfe genommen. Auch Schieben der Schiffe mit Stangen, welche an der Flußsohle ihren Stützpunkt fanden, war üblich. Ferner entwickelte sich nach und nach das Ziehen der Schiffe mittels Leinen vom Lande aus, das Treideln; hierzu wurden anfangs nur Menschen verwendet. In welcher Ausdehnung damals auch Ruder (Riemen) bei den Flußschiffen benutzt worden sind, ist nicht genau bekannt [178].

In kleinen Flüssen erbaute man hie und da schiffbare Stauschleusen (S. 174), um mittels angestauter und an bestimmten Tagen freigegebener Wassermengen den Schiffen zeitweilig die erforderliche Fahrtiefe zu verschaffen.

Zwischen der Technik der Seeschiffahrt und derjenigen der Flußschiffahrt bestanden im Mittelalter wesentliche Unterschiede nicht, aber die Seeschiffe mußten der stärkeren Wellen wegen kräftiger gebaut und höher sein, als die Flußschiffe. Man war lange Zeit hindurch auf Küstenschiffahrt beschränkt und nicht selten auf die Benutzung von Rudern angewiesen; diese waren damals mindestens ebenso wichtig, wie die Segel. Planmäßige Fahrten auf hoher See, jedoch von beschränkter Ausdehnung, wurden erst am Ende des 12. Jahrhunderts durch die Erfindung des Schiffskompasses ermöglicht.

Trotz unvollkommener technischer Hilfsmittel und zahlreicher Schwierigkeiten gelangten Flußschiffahrt und Seeschiffahrt im Mittelalter zu großer Ausdehnung und bedeutenden Erfolgen. Erstere erstreckte sich damals auch in kleine Flüsse, welche heutzutage nicht mehr als schiffbar gelten, und es läßt sich nachweisen, daß die Lage und das Wachstum vieler Städte in engem Zusammenhange mit der Schiffahrt steht. Dies erklärt sich unter anderm aus dem trostlosen Zustande, in welchem die Landwege sich früher befanden.

---

[178]) Handb. (3. Aufl.) Kap XI, § 1. (Entwickelung der natürlichen Wasserstraßen und ihres Verkehrs). — § 10. (Ältere Arten der Schiffsbeförderung).

Die größte Bedeutung haben die Städte gewonnen, bei welchen Seeschiffahrt und Flußschiffahrt zusammentrafen. Die Seeschiffe waren sehr viel kleiner, als in späterer Zeit, sie konnten deshalb mit Hilfe der Ruder und Segel in großen Flüssen ziemlich weit stromaufwärts fahren, auf dem Rhein beispielsweise bis Cöln, auf der Elbe bis zu der einst blühenden, an der Mündung der Ilmenau liegenden Stadt Bardowiek. Endpunkte der Seeschiffahrt, bei welchen zugleich eine ansehnliche Flußschiffahrt beginnt, sind stets Handelsplätze ersten Ranges.

Nun soll zunächst die Entwickelung der Seeschiffahrt weiter verfolgt werden[179]). Nach der Erfindung des Kompasses übten wesentliche, hier aber nicht einzeln zu besprechende Fortschritte der Astronomie einen bedeutenden Einfluß auf die Ausführung größerer Seefahrten aus, weil sie eine zuverlässige Bestimmung des jedesmaligen Orts eines Schiffes zuließen. Ferner ermöglichte die von Mercator angegebene „winkeltreue" Kartenprojektion die durchfahrenen Strecken als gerade Linien in die Karten einzutragen und an jedem Ort die gebotene Fahrrichtung zu ermitteln. Schon vor vollständiger Ausbildung dieser Hilfsmittel fanden am Ende des 15. Jahrhunderts die berühmten Seefahrten des Columbus und des Vasco de Gama nach Amerika bezw. Ostindien statt als Anfang einer Durchforschung sämtlicher Ozeane der Erde.

Bei diesen Reisen war man auf Segelschiffe angewiesen, welche im Vergleich mit den heutigen Fahrzeugen sehr klein waren. Von den drei Schiffen des Columbus hatte das größte nur 20 m Länge und wenig mehr als 2 m Tiefgang. Er hatte übrigens absichtlich kleine Schiffe gewählt, weil diese in einem unbekannten Meere weniger gefährdet waren, als größere.

Je mehr die Schiffahrt auf hoher See im Laufe der Zeit an Bedeutung gewann, desto größer wurden die Schiffe, damit steigerte sich auch das Maß ihrer Eintauchung in das Wasser und von den früheren Endpunkten der Seeschiffahrt waren manche nunmehr den größeren Seeschiffen nicht mehr zugänglich. Das hatte einen erheblichen Einfluß auf das Gedeihen der Seestädte. An der Elbe wurde Hamburg, im Rhein-Delta wurden Amsterdam und Rotterdam Hauptpunkte des Verkehrs.

Das vergangene Jahrhundert hat der Seeschiffahrt von neuem große Fortschritte gezeitigt. Im Jahre 1819 wagte ein amerikanisches Dampfschiff erstmalig die Reise von New-York nach Liverpool und nun entwickelte sich die Seedampfschiffahrt rasch. Ihr Umfang ist unaufhörlich im Wachsen, sie ermöglicht eine vergleichsweise ansehnliche Geschwindigkeit und wird ebensowohl für Massengüter, wie für die Beförderung der wertvollsten Gegenstände, nicht minder für den Postbetrieb und den Personenverkehr zwischen allen Ländern der Erde mit großem Erfolge verwendet. Dabei ist die Größe der Schiffe fortwährend im Wachsen begriffen.

Dies Gedeihen der Seeschiffahrt hat auf die Wasserstraßen insofern eingewirkt, als in den Mündungsgebieten nicht weniger Ströme umfangreiche Arbeiten behufs Herstellung größerer Fahrtiefen notwendig wurden, ferner insofern, als man verschiedene sehr große, künstliche Wasserstrassen, Seekanäle, hergestellt hat, teils um größeren Seeschiffen den Weg nach bedeutenden Handelsplätzen zu bahnen, teils um die Wege der Schiffe abzukürzen.

---

[179]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XVI, S. 84 u. 104.

Die Flußschiffahrt wurde durch die Fortschritte der Seeschiffahrt erheblich benachteiligt. Während beispielsweise der Rhein den mittelalterlichen Verkehr zwischen dem Orient und dem nördlichen Europa zu einem großen Teil vermittelte, fiel dieser Verkehr seit dem 16. Jahrhundert mehr und mehr dem Seewege zu. Mit dem Sinken der Rheinschiffahrt war vielen Städten, insbesondere auch dem mächtigen Cöln, die Lebensader unterbunden. Bis Ende des 18. Jahrhunderts sank die Stadt von Stufe zu Stufe [180]).

Auf einem anderen Gebiete hat die neuere Zeit der Binnenschiffahrt große Fortschritte gebracht [181]). Die Erfindung der Kammerschleuse ermöglichte, wie auf S. 180 bereits erwähnt ist, eine weite Verbreitung der Schiffahrtskanäle. Auf diesem Gebiete ist namentlich Frankreich bahnbrechend vorgegangen. Im Jahre 1642 wurde dort der erste Scheitelkanal vollendet. Nicht viel später (1662 bis 1668) wurde der Friedrich Wilhelm-Kanal, welcher die Oder mit der Spree verbindet, erbaut. Diesen Ausführungen schlossen sich zahlreiche andere in England, Nordamerika usw. an.

Die älteren Schiffahrtskanäle haben in ihrer Zeit viel genützt, zumal der regelrechte Bau von Straßen viel später begonnen hat, als der Kanalbau. Aber die Kähne, nicht minder die Geschwindigkeit der Beförderung waren klein. Die ersteren dürften durchschnittlich 4,0 **m** Breite und 30,0 **m** Länge bei einem Tiefgange von 1,25 **m** gehabt haben, was einer Tragfähigkeit von etwa 100 **t** entspricht. Langsames Treideln auf „Leinpfaden“ war die gewöhnliche Art des Fortschaffens der Kähne; stündlich wurden etwa 1,8 **km**, also in der Sekunde 0,5 **m**, zurückgelegt.

Infolge der Verwendung der Dampfkraft hat auch die Flußschiffahrt im vergangenen Jahrhundert eine höhere Stufe der Entwickelung erreicht und für die Kanalschiffahrt ist eine solche angebahnt. Im Jahre 1816 gelangte ein in Schottland erbauter Flußdampfer als erster bis Cöln. Ferner hat die Regelung der Flüsse zur Hebung der Flußschiffahrt wesentlich beigetragen. Man hat auch gelernt, geeignete Flußstrecken behufs Verbesserung ihrer Schiffbarkeit zu kanalisieren; hiervon ist in Art. 56 des sechsten Abschnitts die Rede gewesen.

Es waren aber nicht allein die Dampfschiffe, sondern auch die Lokomotiven erfunden und diesen bieten die Eisenbahnen einen Weg, welcher den Wasserstraßen im Ganzen überlegen ist. Hierzu kam, daß man seit dem Jahre 1829 Lokomotiven baut, deren Geschwindigkeit die beim Wasserverkehr erreichte weit hinter sich läßt. Die kleineren, den Dampfschiffen nicht zugänglichen Flüsse, nicht minder die älteren Schiffahrtskanäle, waren einem Wettbewerb mit den Eisenbahnen meist nicht gewachsen. Beispielsweise hat die Schiffahrt selbst auf dem unteren Main und Neckar mehr und mehr abgenommen, bis es ermöglicht wurde, daselbst Dampfkraft zu verwenden und auf nicht wenigen älteren Schiffahrtskanälen ist der Verkehr sehr schwach geworden.

Wo jedoch große Massen auf weite Entfernungen zu befördern sind, wo ferner die Wassertiefe die Anwendung großer Kähne und der Dampfkraft zuläßt, da hat die Flußschiffahrt trotz aller Eisenbahnen große Erfolge. Diese Tatsache läßt sich ohne

---

[180]) Auch an dieser Stelle darf auf die in Anm. 109, S. 132 genannten „Bilder vom Rhein“ verwiesen werden, insbesondere auf die Abschnitte „Die Rheinschiffahrt“ und „Cöln und die Seeschiffahrt“.

[181]) Handb. (3. Aufl.) Kap. X, S. 93 und Kap. XV, S. 369.

weiteres für neue Schiffahrtskanäle verwerten: sie müssen mit großen Abmessungen angelegt und für Dampfschiffahrt eingerichtet werden. Es ist indessen nicht ausgeschlossen, daß auf Kanälen der elektrische Schiffszug in absehbarer Zeit die Dampfer verdrängt[182]). —

Im Nachstehenden wird es sich hauptsächlich darum handeln, die Beziehungen zwischen dem Verkehr, den Fahrzeugen und den Wasserstraßen näher zu untersuchen. Nachdem die Anforderungen des Verkehrs an Schiffahrt und Wasserstraßen besprochen sind, soll der Zusammenhang zwischen dem Tiefgange und der Tragfähigkeit der Schiffe erörtert werden, woran sich einige Angaben über die Schiffahrtskosten knüpfen. Ferner wird von der Form, der Tragfähigkeit und den Hauptabmessungen einerseits großer Fluß- und Kanalkähne, anderseits großer Seedampfer die Rede sein; hieraus lassen sich die Abmessungen, namentlich der Querschnitte der neueren Wasserstraßen und ihrer Bauwerke ableiten. In den Schlußbemerkungen wird ein Blick auf den Schiffswiderstand, auf die Bewältigung starker Gefälle und dergl. mehr geworfen werden.

67. Anforderungen des Verkehrs an Schiffahrt und Wasserstraßen. Die Anforderungen, welche der Verkehr an die Schiffahrt und die Wasserstraßen stellt, sind erheblich gestiegen, seit die Dampfmaschine ein unentbehrliches Hilfsmittel geworden ist. Es wird nicht allein Sicherheit und Billigkeit, sondern auch Schnelligkeit und Regelmäßigkeit, alles in hohem Maße, verlangt.

Die Sicherheit des Verkehrs auf Flüssen ist gering gewesen, solange dieselben sich in ihrem Naturzustande befanden. Die veränderliche Lage des Talwegs, alte Baumstämme, Felsen und dergleichen führten oft Verluste von Schiffen herbei. In neuerer Zeit ist dies infolge Regelung der Fahrwasser sehr viel besser geworden und an geeigneten Stellen wird ein Zusammentreffen zweier Schiffe durch Signalisierung verhütet. Geschützte Liegeplätze für die Schiffe bei Hochwasser und Eisgang (Winterhäfen) sind in großer Zahl hergestellt.

Solche Liegeplätze erfordert auch die Seeschiffahrt, bei dieser kommt aber hinzu, daß die vor Anker gehenden Schiffe durch Wellenbrecher den Einwirkungen starker Wellen entzogen werden müssen, wenn die Natur nicht von vorn herein geeignete Ankerplätze bietet. Außerdem ist dafür zu sorgen, daß Schiffe, welche sich den Küsten nähern, nicht auf Untiefen oder Riffe geraten. Hierzu dienen die sogenannten Seezeichen, unter denen die Leuchttürme die bekanntesten sind.

Beförderung zu möglichst geringen Preisen, also Billigkeit, wird besonders bei Gütern verlangt, und ein mit guten Hilfsmitteln ausgestatteter Wasserverkehr ist hierin, sobald es sich um ansehnliche Entfernungen handelt, jeder anderen Art der Beförderung überlegen. Dazu gehört aber auch, daß die Schiffe groß sind, wovon weiter unten eingehend die Rede sein wird. Je größer das Schiff, desto bedeutender ist die Wassertiefe, welche es beansprucht. Ohne ansehnliche Wassertiefen läßt sich deshalb eine billige Beförderung nicht erreichen. Hieraus ergibt sich für die Flüsse, daß auf eine Vergrößerung der Wassertiefen namentlich an den Stellen, woselbst sie von Natur nur gering sind, also auf den Schwellen (s. S. 129), besonderer

---

[182]) Vergl. unter anderm: Der elektrische Schiffszug an nordfranzösischen Kanälen. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 231.

Wert zu legen ist, und daß es der Mühe lohnt, die Fahrstraßen für die Seeschiffe durch Baggern zu vertiefen, wenn sich dies nicht auf anderm Wege erreichen läßt.

Beförderung in möglichst kurzer Zeit, also Schnelligkeit, kommt hauptsächlich beim Personenverkehr in Betracht; weil sie aber einen großen Aufwand an Maschinenkraft bedingt, sind Schnelligkeit und Billigkeit schwer vereinbar. Bei den natürlichen Wasserstraßen kommen große und gleichmäßige Wassertiefen auch der Schnelligkeit zu gute. Auf Kanälen sind es hauptsächlich die Schleusen, welche die Schnelligkeit der Beförderung beeinträchtigen; bei neueren Ausführungen ist man deshalb bestrebt, die Zahl der Schleusen so weit tunlich einzuschränken. Es kommt aber auch darauf an, daß die Zeiten von möglichst kurzer Dauer sind, während welcher die Schiffe, namentlich die Dampfschiffe, festgelegt sind. Bei den Häfen muß man deshalb dafür sorgen, daß Entladungen und Beladungen rasch bewerkstelligt werden können. „Früher pflegte man die ganze Ladung eines Seeschiffs in Speichern aufzustapeln, um sie dann allmählich in den Verkehr zu bringen. Die Eisenbahn- und Telegraphen-Verbindungen haben aber bewirkt, daß in der Regel über die Güter, die ein großer Frachtdampfer bringt, bereits verfügt ist, wenn sie zur Löschung gelangen. Es bedarf deshalb guter Entladevorrichtungen und ausgedehnter Schuppen, mit deren Hilfe die Waren rasch zum Weiterversand verteilt werden können, nicht minder wichtig sind zahlreiche Eisenbahngeleise." — Hieraus erklären sich die großartigen Einrichtungen und die Ausstattung der neueren Häfen.

Die Geschwindigkeit der Schiffe ist in der Regel nicht groß, weil der Widerstand des Wassers, somit die erforderliche Zugkraft, nahezu mit dem Quadrate der Geschwindigkeit zunehmen.

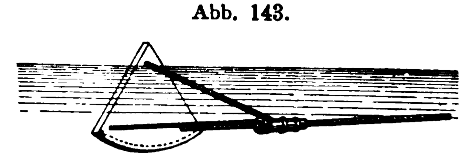
Man gibt die Geschwindigkeit bei Fluß- und Kanalschiffen in der Regel in **km** f. d. Stunde an. Als normale stündliche Geschwindigkeit der Schleppdampfer auf neueren Kanälen pflegt man 5 **km** (1,4 **m/sek**) anzunehmen; das ist die Geschwindigkeit eines rüstigen Fußgängers. Ähnlich, aber etwas geringer, ist die durchschnittliche Geschwindigkeit der Schleppdampfer auf dem Rhein. Talwärts fahren die Schiffe selbstverständlich schneller, als bergauf. Auf der Elbe (die Strecke ist nicht angegeben) sind die nachstehenden stündlichen Geschwindigkeiten beobachtet:

Schleppdampfer	stromab 4,5 **km**	(1,2 **m/sek**),	stromauf 3,3 **km**	(0,9 **m/sek**);
Personendampfer	„ 12,2 „	(3,4 „),	„ 8,8 „	(2,5 „).

Auf den breiten niederländischen Binnenkanälen sind den Dampfschiffen, welche dort meistens Personen und Stückgüter befördern, stündliche Geschwindigkeiten gestattet, die zwischen 7 und 9 **km** liegen.

Die Geschwindigkeit der Seeschiffe wird in der Regel mittels der auf S. 112 vorläufig erwähnten Loggen und durch die „Knoten" der Logge-Leine gemessen. Eine ältere Logge (Abbildung 143) besteht aus einem quadrantförmigen, unten beschwerten Brettchen, von dessen drei Spitzen kurze Schnüre ausgehen; diese Schnüre sind mit einer langen Leine derart verbunden, daß das ins Wasser geworfene Brettchen sich nahezu lotrecht einstellt; bei solcher Stellung nimmt es an der Bewegung des Schiffes

Abb. 143.



nur wenig Anteil. Während jeder einzelnen Beobachtung, deren Dauer durch eine 28 Sekunden messende Sanduhr angegeben wird, werden die an der Loggeleine befindlichen, durch die Hand des Meßgehülfen gleitenden Knoten gezählt. Die Knoten sind in nahezu 14 **m** Abstand von einander angebracht. Wenn nun das Schiff mit 10 Knoten Geschwindigkeit fährt, so legt die Logge in 28 Sekunden 140 **m**, oder in einer Stunde $\frac{3600}{28} . 140 = 18000$ **m** zurück; das sind nahezu 10 deutsche Seemeilen. Die Anzahl der Knoten gibt also näherungsweise die stündliche Geschwindigkeit des Schiffes in Seemeilen (1 Seemeile ist = 1853 **m**) an, denn der vom Schiffe zurückgelegte Weg ist etwas größer, als die auf der Loggeleine gemessene Strecke.

Im Jahre 1850 nannte man Geschwindigkeiten der Schnelldampfer von 10 Knoten (stündlich 18,5 **km** = 5,1 **m/sek**) groß, das ist jetzt die Geschwindigkeit guter Frachtdampfer. Im Jahre 1890 wurden Geschwindigkeiten von 20 Knoten erreicht. Der zur Zeit neueste deutsche Schnelldampfer Kaiser Wilhelm II kann mit 23 Knoten Geschwindigkeit (42,5 **km** i. d. Stunde = 11,8 **m/sek**) fahren [183]).

Ein ganz regelmäßiger Verkehr läßt sich im allgemeinen auf Wasserstraßen nicht dauernd bewerkstelligen; die Regelmäßigkeit wird sowohl durch sehr hohe, wie durch sehr niedrige Wasserstände, besonders aber durch den Frost beeinträchtigt. Diesen Erscheinungen gegenüber ist der Mensch in den meisten Fällen wehrlos. Auf Flüssen ist die Anzahl der in keinerlei Weise geschmälerten Betriebstage erheblich geringer, als die Zahl der Tage des Jahres. Beispielweise nimmt Sympher für den Rhein und die Elbe je 270, für die Oder 250 und für die Weichsel 230 wirkliche Betriebstage an [184]). Die neuere Zeit hat aber auch auf diesem Gebiete einen wesentlichen Fortschritt insofern gebracht, als im Winter für die Freihaltung wichtiger Fahrwasser besondere, sehr kräftig gebaute Fahrzeuge, Eisbrechdampfer, mit Erfolg verwendet werden [185]).

Im ganzen ergibt sich, daß behufs Hebung der Schiffahrt auf den Flüssen Beseitigung der Schiffartshindernisse und der Stromspaltungen, Regelung des Fahrwassers, Vergrößerung der Wassertiefen und Befestigung der Ufer, in manchen Fällen auch Mäßigung starker Gefälle zu erstreben ist. Diese Verbesserungen kommen aber nicht allein der Schiffahrt, sondern auch der Landwirtschaft zu gute; hiervon wird an anderer Stelle (Art. 73) die Rede sein. — Die Seeschiffahrt verlangt gesicherte, gut bezeichnete und tiefe Fahrstraßen nach den Häfen, in den Häfen sichere Lage der Schiffe bei Sturm und Wellenschlag, nicht minder die bereits erwähnten Einrichtungen zum raschen Laden und Entladen der Schiffe, schließlich Anstalten zur Reparatur beschädigter Fahrzeuge.

68. Beziehungen zwischen dem Tiefgange und der Tragfähigkeit der Schiffe. Schiffahrtskosten. Vor näherem Eingehen auf die Vorteile, welche große Schiffe gewähren, sind einige beim Schiffsbau übliche Benennungen und Bezeichnungen zu erläutern [186]).

183) Vergl. Handb. Kap. XVI, S. 127 und Taschenb. d. Hütte II, S. 318 u. 644.
184) Sympher. Wasserwirtschaftliche Vorarbeiten. (Leipzig 1901). Anlage 6, S. 26.
185) Handb. (3. Aufl.) Kap. XI, S. 531.
186) Handb. Kap. XVI, S. 88. — Taschenb. d. Hütte II, S. 281.

Schiffe (im engeren Sinne des Wortes) sind Seeschiffe; die Fahrzeuge, welche Flüsse und Kanäle befahren, sind Kähne, wenn sie dem Güterverkehr, Boote, wenn sie dem Personenverkehr dienen.

Der Schiffskörper hat, wie der Körper vieler Tiere, ein Rückgrat, den Kiel, und Rippen, die Spanten. Auch eine Haut (Bekleidung oder Beplankung bei Holzschiffen, Außenhaut bei Eisenschiffen genannt) fehlt nicht. Da, wo die Breite des Schiffes am größten ist, befindet sich das Haupt- oder Nullspant.

Die Linie, in welcher die Mantelfläche eines regelrecht und voll beladenen Schiffs vom Wasserspiegel geschnitten wird, nennt man die oberste Wasserlinie. Die größte Länge der von dieser Linie begrenzten Ebene ist die Länge, ihre größte Breite die Breite des Schiffs. Die Schiffslänge „über Alles" ist bei Seeschiffen etwa 8 bis 10 m größer, als die Länge im Wasserspiegel.

Der am Hauptspant gemessene lotrechte Abstand zwischen der Unterkante des Kiels und der Ebene der obersten Wasserlinie heißt der (größte) Tiefgang oder die Tauchung des Schiffs.

Der Rauminhalt des unter der obersten Wasserlinie befindlichen, vom Schiffskörper verdrängten Wassers wird Wasserverdrängung (kurz Verdrängung, franz. Deplacement) genannt.

Wenn man die Länge und die Breite eines Schiffs mit L bezw. mit B, den Tiefgang desselben mit T und die Wasserverdrängung mit V bezeichnet, so gibt das Verhältnis

$$\frac{V}{L \cdot B \cdot T} = \delta \quad \ldots\ldots \quad 45.$$

den Völligkeitsgrad der Wasserverdrängung an. Die von der Form der Schiffe abhängigen Werte des Völligkeitgrades sind für die verschiedenen Arten der Schiffe einigermaßen ermittelt, und man kann mit L, B, T und δ die Größe von V berechnen.

Aus V in cbm erhält man das Gewicht der Wasserverdrängung in Tonnen $P = \gamma V$, worin γ das spezifische Gewicht des Wassers bezeichnet. Allgemein ist also

$$P = \gamma \delta L \cdot B \cdot T \quad \ldots\ldots \quad 46.$$

Weil ein im Wasser schwimmender Körper so tief in dasselbe eintaucht, bis das Gewicht des von ihm verdrängten Wassers seinem Gesamtgewichte gleichkommt[187]), ist P gleich dem Eigengewicht des Schiffs nebst Ausrüstung und Ladung. Man kann also aus den Abmessungen eines Schiffs dessen Gesamtgewicht näherungsweise berechnen und erhält die Tragfähigkeit, indem man von dem Gesamtgewichte P das Eigengewicht des Schiffs einschließlich Ausrüstung abzieht.

Die Ladefähigkeit eines Schiffs darf mit dessen Tragfähigkeit nicht verwechselt werden. Die erstere wird bei Frachtdampfern und sonstigen Lastschiffen durch Vermessung der Innenräume ermittelt, wobei man als Einheit entweder das Kubikmeter oder das englische Registerton annimmt. Ein Registerton ist der Raum von 100 engl. Kubikfuß = 2,83 cbm. „Da indessen die Größe des Laderaums in einem zwar nicht konstanten, aber doch annähernd gleichbleibendem Verhältnisse zur Tragfähigkeit steht, so wird in England für ein Registerton ein Gewicht von 1,2 englische Gewichtstonnen (jede 1016 kg) gerechnet und in Deutschland für eine Gewichtstonne (1000 kg) ein Raum von 2,12 cbm, also für 1 cbm Raum nahezu

[187]) Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) I, S. 231.

0,5 (genau 0,472) Gewichtstonnen. Ein Registerton entspricht ferner etwa $1^1/_3$ deutschen Gewichtstonnen, also ist 1 t ungefähr gleichwertig mit 0,75 Registerton[188])".

Nunmehr sind die Beziehungen zwischen der Tragfähigkeit der Schiffe und ihrem Tiefgange zu untersuchen.

Die Erfahrung hat ergeben, daß mit dem Tiefgange auch die anderen Hauptabmessungen der Schiffe wachsen, ferner haben sich für jede Schiffsart zweckmäßige Verhältnisse zwischen T, B und L herausgebildet. Man konnte früher bei Kanalkähnen das Verhältnis T : B : L = 1 : 4 : 30 als einen Mittelwert annehmen, neuerdings findet man jedoch vergleichsweise größere Breiten und Längen nicht selten. Den Flußkähnen gibt man aus naheliegenden Gründen verhältnismäßig mehr Breite als den Kanalkähnen. Die Verhältnisse der Hauptabmessungen der Seeschiffe sind sehr verschieden, an unten bezeichneter Stelle findet man bezügliche Angaben[189]). Stets kann man aber B und L als Vielfache von T ausdrücken, somit dem Produkt T.B.L die Form $n T^3$ geben und

$$P = \gamma \delta n T^3 \text{ setzen.}$$

Die Völligkeitsgrade δ sind von der Form der Schiffe abhängig. An dieser Stelle soll nur erwähnt werden, daß man als Mittelwert annehmen kann:

bei gut gebauten Kanalkähnen δ = 0,85 bis 0,90,
bei ebensolchen Flußkähnen δ = 0,80 bis 0,85,
bei See-Frachtdampfern δ = 0,75 bis 0,80.

Von dem Gesamtgewicht P wurden früher bei Flußkähnen 25 bis 30 % für das Gewicht und die Ausrüstung des Schiffskörpers beansprucht, bei den neuerdings in den Vordergrund tretenden, von Dampfern geschleppten eisernen Kähnen ist die Ausrüstung bei weitem einfacher und es genügt, bei diesen 18 bis 25 % des Gesamtgewichts anzusetzen und zwar weniger bei großen, als bei kleinen Kähnen. Da man aus dem Gesamtgewicht nach Abziehen des Eigengewichts des Schiffes nebst Ausrüstung die Tragfähigkeit erhält, ergibt sich, daß **die Tragfähigkeit ähnlicher Schiffe annähernd mit dem Kubus des Tiefgangs wächst.**

Einzelheiten bringen die nachstehenden Beispiele:

1. Im Jahre 1889 hat die preussische Regierung einen Wettbewerb für Entwürfe von Oderkähnen veranstaltet[190]). Die preisgekrönten Kähne haben eine Breite von 8,0, eine Länge von (rund) 55,0 m und bei voller Beladung einen Tiefgang von 1,4 m. Hier ist B = 5,7 T, L = 7 B = 39,9 T, also n = 1 . 5,7 . 39,9 = 227,4. Völligkeitsgrad δ = 0,85; γ = 1,0; somit P = 0,85 . 227,4 T^3 = 193,3 T^3 Tonnen.

Mit T = 1,40 erhält man P = ...	530 t
für Gewicht des Schiffes usw. ab 25 % = ...	132 t
gibt Tragfähigkeit	398 t

oder rund 400 t. Diese Tragfähigkeit war verlangt.

Für ähnliche Kähne erhält man auf demselben Wege

bei 1,0 m Tiefgang (40 m Länge) 145 t Tragfähigkeit,
dagegen bei 2,0 m „ (80 m „) 1160 t „

---

188) Näheres über Schiffsmessung, über Registertons brutto und netto usw. s. Handb. Kap. XVI, S. 117.

189) Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) II, S. 293.

190) Handb. Kap. X, S. 118.

2. Im Handbuche (Kap. XVI, S. 116) ist ein neuerer See-Frachtdampfer besprochen und abgebildet, dessen Breite und Länge 17,6 bezw. 139 m ist. Größter Tiefgang 7,7 m.

Man hat B = 2,29 T, L = 18,1 T, also abgerundet T : B : L = 1 : 2,3 : 18.

Der Völligkeitsgrad δ ist = 0,795. Das spezifische Gewicht des Seewassers darf bei einer Rechnung, wie die vorliegende, unberücksichtigt bleiben. Somit P = 0,795 . 7,7 . 17,6 . 139 = 14980 t oder nach der im Handbuche gemachten Mitteilung genauer 14800 t. Das Gewicht des Schiffskörpers ist 4000 t, für die sonstige Ausrüstung mögen schätzungsweise 10 % hiervon angesetzt werden, zusammen 4400 t. Alsdann ergibt sich die Tragfähigkeit zu 14 800 — 4400 = 10 400 t.

Nach den oben gemachten Angaben ist 1 t gleichwertig mit 0,75 Registerton. Hiernach würde die Ladefähigkeit schätzungsweise 10 400 . 0,75 = 7800 Registerton betragen; an obengenannter Stelle sind 7150 Reg.ton angegeben.

Ein ähnlich gebauter Frachtdampfer mit 6 m Tiefgang würde etwa

$$\frac{6^3}{7{,}7^3} \cdot 10\,400 = \text{(rund) } 4900 \text{ t Tragfähigkeit haben.}$$

Übrigens darf nicht unerwähnt bleiben, daß die Tragfähigkeit der Schiffe nicht voll ausgenutzt wird, zumal es nicht selten vorkommt, daß sie nach dem Bestimmungsorte gut beladen, zurück aber leer oder schwach beladen fahren. Man kann annehmen, daß beim Fluß- oder Kanalverkehr durchschnittlich höchstens 60 % der Tragfähigkeit der Schiffe nutzbar werden.

Hiernach ist ein Blick auf die Schiffahrtskosten, d. h. auf die Ausgaben, welche dem Schiffer erwachsen, zunächst bei Fluß- und Kanalkähnen, zu werfen. — Ansehnliche Teile dieser Kosten bestehen in den Aufwendungen für den Bau und die Unterhaltung der Fahrzeuge und in den Kosten für die Zugkraft; die erstgenannten sind vorwiegend von der Größe des Mantels der Schiffe abhängig und dieser wächst bei ähnlichen Fahrzeugen annähernd mit dem Quadrate des Tiefgangs. Die Kosten für die Zugkraft wachsen mit dem Widerstande, welchen die Schiffe bei der Fahrt erleiden. Dieser ist, solange die Geschwindigkeit unverändert bleibt, teils von der Größe der eingetauchten Fläche des Hauptspants, teils von der Größe der benetzten Mantelfläche abhängig, beide Größen wachsen im vorliegenden Falle ebenfalls annähernd mit dem Quadrate des Tiefgangs.

Außer diesen eigentlichen Schiffahrtskosten sind jedoch Aufwendungen zu machen, welche teils mit dem Gewicht der Ladung, teils mit der Tragfähigkeit der Schiffe Schritt halten, dies ist beispielsweise bei den Hafengebühren, den Versicherungsgebühren, den Kosten für Laden und Entladen der Güter und anderen Nebenkosten der Fall. Andererseits nehmen die Kosten für die Bemannung bei Vergrößerung der Kähne nur langsam zu. Eins gegen das andere gerechnet scheint der Satz, daß bei Fluß- und Kanalkähnen die Schiffahrtskosten annähernd mit dem Quadrate des Tiefgangs wachsen, eine gewisse Berechtigung zu haben. Die Tragfähigkeit wächst aber, wie oben nachgewiesen ist, mit dem Kubus des Tiefgangs und es ergibt sich, daß, auf ein Tonnenkilometer (tkm) zurückgeführt, große Kähne erheblich geringere Ausgaben erfordern, als kleine[191]).

Genauere Untersuchungen über die Schiffahrtskosten erfordern umständliche Berechnungen, auf welche hier nicht eingegangen werden kann; man findet dieselben in der 6. Anlage zu dem in Anm. 184 S. 228 genannten Werke Symphers. Der

[191]) 1 tkm ist die Arbeit, welche bei Beförderung einer Tonne auf ein Kilometer Entfernung aufgewendet wird.

Vergleich einiger Ergebnisse dieser Berechnungen mit dem oben aufgestellten Satz hat denselben hinsichtlich der eigentlichen Schiffahrtskosten im wesentlichen bestätigt.

Es ist nun noch zu bemerken, daß die Schiffahrtskosten für 1 tkm abnehmen, wenn die Transportweite zunimmt. Sie lassen sich nämlich in Ruhekosten und Fahrtkosten zerlegen; die ersteren entstehen während der Verladung und Entladung der Güter, auch während die Kähne auf Ladung warten. Die während der Ruhezeit der Kähne erwachsenen Kosten sind auf die Anzahl der bei der Fahrt zurückgelegten Kilometer zu verteilen und je größer diese Anzahl, desto kleiner wird die Summe von Ruhekosten und Fahrtkosten. Hieraus ergibt sich aber auch, daß die Schiffahrtskosten bei geringen Entfernungen sehr ansehnlich werden können, und daß alsdann die Wasserstrasse Vorteile nicht gewährt[192]).

Auch bei Seeschiffen, insbesondere bei Seedampfern, wächst die Tragfähigkeit in höherem Maße, als die Kosten für Bau, Unterhaltung, Kohlenverbrauch und Bemannung, ferner verringert sich das auf 1 cbm Laderaum entfallende Gewicht der Maschine und der mitzuführenden Brennstoffe mit zunehmender Schiffsgröße erheblich, solange keine größere Geschwindigkeit verlangt wird. Beispielsweise sei folgendes angeführt: „Während zwei i. J. 1895 vollendete, 140 m lange Passagier- und Frachtdampfer der Hamburg-Amerika-Linie mit Maschinen von 4200 PS und einem Verbrauch von täglich 80 t Kohlen 6500 t laden, hat sich die Ladefähigkeit der 171 m langen, demselben Zweck dienenden und ebenfalls mit 13 Knoten fahrenden neueren Dampfer derselben Linie auf 18 000 t (also nahezu auf das Doppelte) bei 5000 pferdigen Maschinen mit 88 t, also nur $^1/_{10}$ größerem Kohlenverbrauch gesteigert."

Große Geschwindigkeiten vermehren aber die Schiffahrtskosten, wie an anderer Stelle bereits erwähnt ist, in sehr hohem Grade. Man ersieht dies schon aus dem bedeutenden Gewicht der Maschinen der Schnelldampfer. Der mit 22,5 Knoten fahrende Schnelldampfer Kaiser Wilhelm der Große, dessen Abmessungen in Art. 70 angegeben sind, hat beispielsweise bei 20 300 t Wasserverdrängung und einem Gewicht des Schiffskörpers von 10 500 t eine Maschinenanlage, die 4500 t wiegt, wenn die Kessel gefüllt sind, und Kohlenbunker für 4500 t Kohlen[193]).

Die Zunahme der Größe der Schiffe ist auch durch die Herstellung eiserner Schiffskörper (neuerdings verwendet man meisteniteils weichen Siemens-Martin-Stahl) befördert worden, zumal das Eigengewicht eines eisernen Schiffs vergleichsweise geringer ist, als das eines hölzernen. Man rechnet bei gleicher Größe für ein Eisenschiff ein Viertel weniger Gewicht, ein Siebentel mehr Laderaum und ein Sechstel mehr Tragfähigkeit, als bei einem Holzschiffe. Die Riesendampfer der neueren Zeit wären ohne Eisen und Stahl nicht ausführbar.

Das Eisen bringt auch eine bessere Form der Schiffe mit sich, es ermöglicht eine festere Verbindung der einzelnen Teile, was namentlich für das Einbauen der großen Maschinen wichtig ist, bei sorgfältiger Unterhaltung gibt es den Schiffen größere Dauer, Querwände (sogenannte Schotte) vermehren die Steifigkeit und verringern die Gefahr des Sinkens im Falle einer Beschädigung u. a. m. — Die Zahl

---

[192]) Näheres s. Sympher a. a O., S. 36.

[193]) Für die Steigerung, welche der Schiffswiderstand bei Fluß- und Kanalkähnen durch größere Geschwindigkeiten erleidet, vergl. Handb. Kap. X, S. 127.

der eisernen Schiffe nimmt deshalb fortwährend zu, während die Zahl der hölzernen abnimmt[194]). Im Nachstehenden wird nur von eisernen Schiffen die Rede sein.

69. Form, Hauptabmessungen und Tragfähigkeit großer Fluß- und Kanalkähne. Auf einem größeren schiffbaren Flusse bewegen sich Fahrzeuge sehr verschiedener Art. Rudernachen und Segelkähne kommen noch heute vor und die Dampfschiffe gestalten sich verschieden, je nachdem sie dem Personenverkehr, dem Güterverkehr oder einem gemischten Verkehr dienen. Die Dampfschiffe, welche den Güterverkehr vermitteln, sind oft freifahrende Schleppdampfer, welche einen aus Kähnen gebildeten Zug befördern. Diese Schiffszüge sind das Eigentümliche eines Wasserverkehrs ersten Ranges und die Zeit ist vielleicht nicht fern, in der auch auf neueren Schiffahrtskanälen kleinere Schiffszüge verkehren. — Es sei noch bemerkt, daß beim Güterverkehr die Schraubendampfer wegen ihrer größeren Nutzleistung, beim Personenverkehr dagegen die Raddampfer wegen ihres ruhigen Ganges bevorzugt werden.

Von den genannten Schiffsarten sollen nur die großen geschleppten Kähne eingehender besprochen werden, weil sie die Wasserstraßen mehr beeinflussen, als die anderen Fahrzeuge.

Zunächst ist einiges über die zeichnerische Darstellung der äußeren Begrenzung eines Schiffs zu sagen, welche übrigens bei den Seeschiffen ebenso behandelt wird, wie bei den Fahrzeugen der Flüsse und Binnenkanäle. Als Beispiel sind die Abbildungen eines der auf S. 230 erwähnten Oderkähne unter Beschränkung auf den mittleren und vorderen Teil gewählt.

Es sind drei Zeichnungen anzufertigen; ein Grundriß (Wasserlinienriß), eine Seitenansicht (Längsriß) und Querschnitte, die letzteren werden in eine Zeichnung, dem Spantenriß, vereinigt. Im Grundriß wird zunächst die oberste Wasserlinie unter Berücksichtigung der angenommenen Breite und Länge, ferner wird unter Berücksichtigung des Tiefgangs in der Seitenansicht die Kiellinie und ihr Übergang in den „Vordersteven" gezeichnet, während in dem Spantenriß die Form des Hauptspants eingetragen wird.

Wenn dies geschehen ist, teilt man den Längsriß des Schiffs durch lotrechte, bezw. wagerechte Schnittlinien in eine angemessene Zahl gleicher Teile ein (Abb. 145, S. 234). Hiernach wird der Spantenriß des Vorderteils (Abb. 144) entworfen, wobei die Begrenzungslinie des Hauptspants allmählich in die Linie übergeführt wird, welche in der Nähe des Vorderstevens angenommen ist. Aus dem Spantenriß erhält man den vollständigen Wasserlinienriß (Abb. 145), indem man in den ersteren die Spuren der wagerechten Schnittebenen, sodann deren Schnittpunkte mit den Linien des Spantenrisses an richtiger Stelle in den Wasserlinienriß einträgt. Schließlich nimmt man verschiedene Vertikalebenen in der Längenrichtung des Schiffs an, deren im Grundrisse gerade Mantelschnittlinien sich in der Seitenansicht als geschweifte Linien projicieren. (Abb. 145).

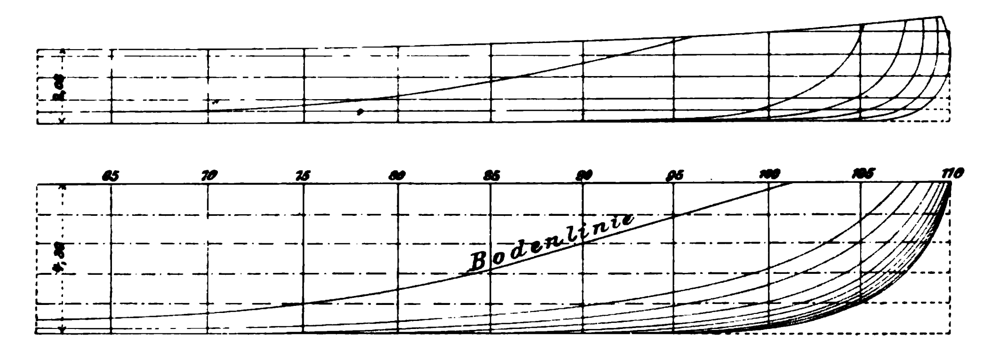
Abb. 144. Spantenriß.

Ähnlich wird auch beim Hinterteil des Schiffs verfahren, und es ist üblich, die Hälften der Spantenrisse des Vorderteils und des Hinterteils zu einem Bilde zu vereinigen, vergl. weiter unten Abb. 147.

[194]) Vergl. Handb. Kap. XVI, S. 101 u. 102.

Wenn man die äußeren Begrenzungslinien der besprochenen Risse mit umschriebenen Rechtecken vergleicht, geben die größeren oder geringeren Abweichungen einen Anhaltspunkt für den Völligkeitsgrad des Schiffs.

Abb. 145. Längsriß und Wasserlinienriß. M. 1 : 200.

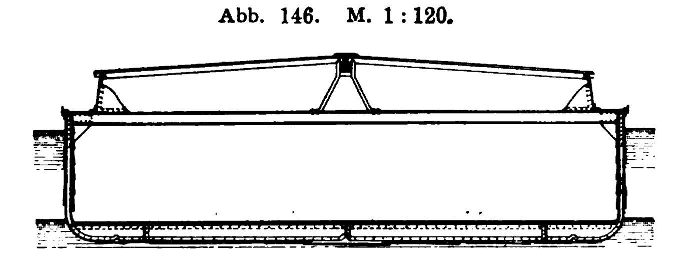


In natürlicher Größe auf einen Schnürboden aufgetragen bilden die Spantenlinien die Grundlage für den Bau des Schiffes.

An der Hand der obigen Abbildungen läßt sich die übliche Form eiserner Kähne leicht erläutern. Sie haben einen platten Boden und in der Mitte lotrechte Seitenwände, deren untere Kanten abgerundet sind. Für den vorderen Teil ist eine löffelartige Form zu empfehlen, weil sie den Schiffswiderstand verringert. Die Form des hinteren Teils wird durch die Gestalt des Ruders (Steuerruders) beeinflußt, die Wasserlinien sind aber auch dort bogenförmig gestaltet. — Im mittleren Teil der Kähne liegen die „Borde" nur wenig (etwa 0,4 bis 0,6 m) über der obersten Wasserlinie. Nach beiden Enden hin steigen dieselben an, namentlich bei weniger großen Kähnen, schon wegen der daselbst befindlichen Kajüten.

Über die Hauptabmessungen großer Flußkähne sei zunächst bemerkt, daß bei ihnen ein Unterschied zwischen der „Länge über Alles" und der Länge in der obersten Wasserlinie nicht gemacht wird, der Unterschied beider ist auch nicht erheblich. — Die Hauptabmessungen eines Flußkahns von mittlerer Größe sind oben (S. 230) bereits angegeben. Hier folgen einige Beispiele große Rheinkähne:

Abb. 146. M. 1 : 120.



Bei dem Kahn, dessen Querschnitt Abb. 146 bringt, ist L = 62 m, B = 8,75 m, T = 1,79 m, somit T : B : L = 1 : 4,89 : 34,6 und T . B . L = 971, Völligkeitsgrad $\delta = 0,8$, also das Gewicht der Wasserverdrängung = 776 t. Hiervon beträgt das Eigengewicht des Kahns 0,184, einschließlich Ausrüstung wohl 0,2 jenes Gewichts. Es ergibt sich eine Tragfähigkeit von 621 t (nach der Schiffsvermessung 623 t). Bei einem normalen Rheinkahn von 1000 t Tragfähigkeit kann man annehmen: Länge 68 bis 70 m,

Breite etwa 9 m, Tiefgang bei voller Ladung 2,35 bis 2,38 m. Man hat also hauptsächlich den Tiefgang vergrößert. Für Mittelwerte, also für P = 0,80 . 2,37 . 9,2 . 69 = (rund) 1200 t, berechnet sich das Eigengewicht nebst Ausrüstung zu 17 % des Gesamtgewichts.

Abb. 146 gibt Gelegenheit zu einigen Bemerkungen über die Bauart großer eiserner Kähne. Die Bodenbleche lehnen sich an ein aus Formeisen und Blech hergestelltes, von einem hölzernen Fußboden bedecktes Rahmenwerk. Die in 0,5 m Abstand angebrachten Spanten bestehen je aus einem Stück und sind an der Innenseite mit Brettern verkleidet. Oben sind Spannriegel angeordnet, welche das Gerippe des Kahns versteifen und die zum Abnehmen eingerichtete Verdachung tragen; daneben befinden sich schmale Gänge, auf denen man von einem Ende des Kahns zum anderen gelangt. —

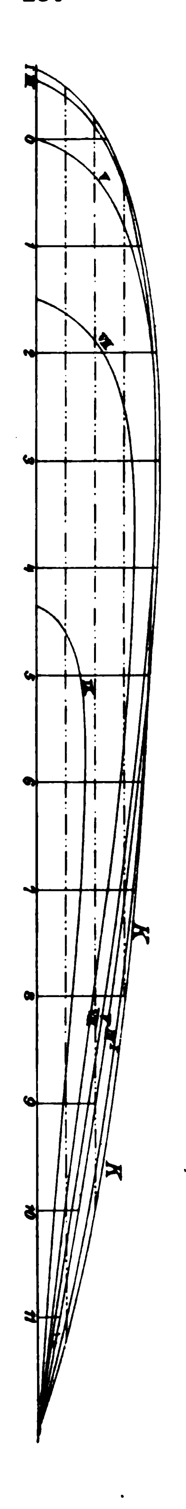
Die in Art. 68 nachgswiesenen erheblichen Vorteile einer Vergrößerung der Tragfähigkeit der Schiffe haben bewirkt, daß dieselbe stetig und in dem Maße, wie es der Zustand der Wasserstraßen gestattete, gestiegen ist. Den Nachweis liefert eine Tabelle des Bestandes der deutschen Fluß-, Kanal-, Haff- und Küstenschiffe in den Jahren 1877 und 1898, welche Sympher in „Wasserwirtschaftliche Vorarbeiten" als Anlage 5 gibt [195]). Aus dieser Tabelle ist unter anderm zu entnehmen, daß sich auf dem Rhein im Jahre 1877 115 Segel- und Schleppkähne mit 500 bis 800 t befanden, während man im Jahre 1897 976 Kähne mit 500 bis 1400 (und mehr) Tonnen Tragfähigkeit zählte. Nach neueren Mitteilungen beläuft sich die Tragfähigkeit der Rheinkähne bei der größeren Anzahl auf 1000 bis 1250 t, es werden aber jetzt auch viele Kähne mit einer Tragfähigkeit von 1500 t und darüber gebaut.

Die anderen deutschen Flüsse gestatten die Anwendung so großer Kähne nicht, eine Zunahme der Tragfähigkeit ist aber überall eingetreten und sie wird im Zukunft ihren Fortgang nehmen. Sympher nimmt deshalb die nach Vollendung des Rhein-Elbe-Kanals maßgebende (d. h. einer Berechnung der Schiffartskosten zu Grunde zu legende) Tragfähigkeit der Kähne folgendermaßen an: Rhein 1000 t, Elbe 600 t, Oder und Weichsel 400 t, während die entsprechenden, zur Zeit maßgebenden Größen 600, 400, 250 und 150 t sind.

Über die Kanalkähne ist zu bemerken, daß dieselben, und unter Umständen auch die Flußkähne, an der Außenseite in Bordhöhe sogenannte Scheuerleisten erhalten behufs Schonung sowohl des Kahns wie der Bauwerke, falls der Kahn ein solches streift. Die Dicke der beiden Scheuerleisten steigert die Breite des Kahnes um etwa 0,20 m. Ferner ist zu beachten, daß der Tiefgang der Kanalkähne etwas größer zu sein pflegt, als der Tiefgang der Flußkähne, denn bei Kanälen können große und gleichmäßige Tiefen leichter hergestellt werden, als bei Flüssen.

Die normalen 600 t Kanalkähne haben 8,0 m Breite (ohne Scheuerleisten) und 65 m Länge bei 1,75 m Tiefgang. Hier ist B = 4,57 T und L = 8,125 B, also T : B : L = 1 : 4,57 : 37,1. Wenn man mit diesen Zahlen die mehrfach angestellte Rechnung durchführt, dabei δ = 0,90 annimmt und für das Eigengewicht des Kahns nebst Ausrüstung 0,25 des Gewichts der Wasserverdrängung annimmt, erhält man eine Tragfähigkeit von 604 oder abgerundet 600 t.

[195]) Vergl. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 265.


Abb. 148. Wasserlinienriß.

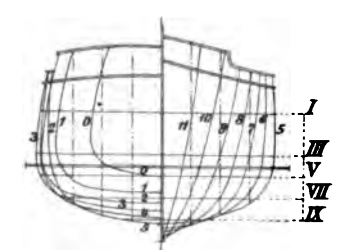


Abb. 147. Spantenriß.

Die Größe der Kanalkähne wird von der Beschaffenheit der Flüsse, mit welchem die Kanäle in Verbindung stehen, beeinflußt, weil die Kähne bei weiten Reisen nicht selten beide Arten von Wasserstraßen benutzen. Im Osten Deutschlands ist auf allgemeine Verwendung von 400 t Kähnen hinzuarbeiten, während im Westen zwischen Rhein und Elbe der oben besprochene 600 t Kahn den Vorzug verdient [196]). In beiden Fällen ist ein mäßiger Tiefgang von 1,40 bezw. 1,75 m angenommen, so daß die Kähne bei ausreichenden Wassertiefen auch mehr (etwa 500 bezw. 700 t) laden können. Wenn dies geschieht, sollte indessen die Fahrgeschwindigkeit ermäßigt werden.

70. Form, Hauptabmessungen und Tragfähigkeit großer Seedampfer. Auch bei Besprechung der Seeschiffe erscheint Beschränkung auf die Schiffe geboten, welche die Wasserstraßen am meisten beeinflußen. Es werden deshalb sämtliche Segelschiffe und von den Dampfschiffen die Raddampfer hier ausgeschieden. Letztere werden heutzutage bei Fahrten auf hoher See nicht mehr verwendet, weil der Schraubendampfer unabhängiger vom Seegange ist. Für Kriegsschiffe ist die Anwendung der Schraube aus naheliegenden Gründen von vornherein geboten. In neuerer Zeit bringt man bei größeren Schiffen nicht selten zwei Schrauben nebeneinander, also Doppelschrauben, an, weil dies die Lenkbarkeit der Schiffe befördert. Wenn die beiden Schrauben mit Hilfe getrennter Maschinen in verschiedenem Sinne gedreht werden, wird der Drehungskreis des Schiffes sehr klein. Es handelt sich also im Nachstehenden hauptsächlich um große eiserne Seedampfer mit Doppelschrauben.

Von kleineren Schiffen dürfen die Seeleichter nicht unerwähnt bleiben. Dies sind seetüchtige Schiffe von 1000 bis 1200 t Tragfähigkeit, welche mit Einrichtungen zum Löschen und Laden versehen sind, aber mit Hilfe von Schleppdampfern befördert werden. Die Hamburger Seeleichter haben 3,5 bis 4,3 m Tiefgang. Die Seeleichter erhalten ihre Ladung aus den großen Frachtdampfern, sie können an Stellen landen, welche jenen nicht zugänglich sind. Für die Küstenschiffahrt und beim Verkehr auf den unteren Strecken großer Flüsse sind sie sehr nützlich.

---

[196]) Näheres s. Sympher a. a. O. S. 15.

Die Form der Seedampfer ist von der Form der Fluß- und Kanalkähne wesentlich verschieden, weil erstere den gewaltigen Angriffen der Wellen ausgesetzt sind, außerdem kommt in Betracht, daß von ihnen größere Geschwindigkeiten verlangt werden, als von jenen. Zu beiden Zwecken müssen die Oberflächen sanft abgerundet und so glatt wie möglich sein.

Der Längsriß des Schiffes zeigt einen nahezu lotrechten Vordersteven und eine gerade wagerechte, also mit der Ebene der obersten Wasserlinie parallele Kiellinie. Der Spantenriß (Abb. 147) wird in bereits angegebener Weise derart gezeichnet, daß rechts die vor, links die hinter dem Hauptspant liegenden Spantenlinien aufgetragen werden. Da der Hauptspant des gewählten Beispiels nicht in der Mitte der Schiffslänge liegt, sondern einen Abstand gleich etwa $^2/_5$ derselben vom Vordersteven hat, ergeben sich Wasserlinien, welche die Gestalt des Längenschnitts einer langgestreckten Birne haben, vergl. Abb. 148. Bei diesem dem Handbuche (Kap. XVI, S. 89) entnommenem Beispiele handelt es sich aber nicht um ein ausgeführtes Schiff, sondern um einen Entwurf, dessen bildliche Darstellung vor anderen den Vorteil hat, daß die Spanten- und Wasserlinien sich auch in kleinerem Maßstabe deutlich voneinander trennen.

Bei näherem Eingehen auf die übliche Form neuerer Schiffe ist zunächst zu bemerken, daß bei eisernen Schiffen ein nach unten vortretender Kiel entbehrlich ist, man wendet neuerdings fast ausschließlich Kiele (Flachkiele) an, welche sich im Innern des Schiffes befinden. Behufs Erzielung eines ruhigeren Ganges des Schiffs sind übrigens zwei Kiele, welche zwischen dem Boden und den Seitenwänden an der Außenseite liegen (Schlinger- oder Kimmkiele K, Abb. 150) ziemlich gebräuchlich geworden. Wichtiger ist, daß bei Eisenschiffen die aus den Eigenschaften des Holzes sich ergebende Querschnittsform der Holzschiffe (Abbildung 149) mehr und mehr der in Abb. 150 dargestellten Platz macht.

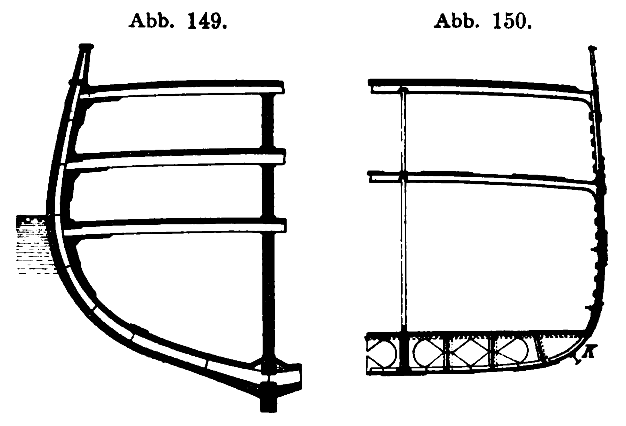


Abb. 149. Abb. 150.

Obwohl nun neuerdings die Form der Seeschiffe von der der Flußkähne nicht mehr so stark abweicht, wie früher, ist doch der Völligkeitsgrad der meisten Seedampfer kleiner, als derjenige der Fluß- und Kanalkähne. Bei Doppelschrauben-Schnelldampfern kann man δ zu 0,58 bis 0,63 annehmen[197]).

Die Gestalt des oberen Teils des Schiffskörpers, nicht minder dessen Bauart werden hauptsächlich durch Rücksichten auf die Wellen bedingt. Diese Rücksichten bringen namentlich sehr hohe Seitenwände und eine „Verschanzung" oberhalb derselben mit sich, was jedoch nicht hindert, daß bei Sturm die Kämme brandender Wellen das Deck treffen. Um die Nutzung des letztern zu steigern, pflegt im

---

197) Näheres s. Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) II, S. 291.

Vorderteil die Grundfläche größer zu sein, als der Schnitt des Schiffs in der obersten Wasserlinie; dies wird durch Auskragungen am oberen Teil der Seitenwände erreicht. Man vergleiche Abb. 148, woselbst die mit KK bezeichnete Linie die Begrenzung des Decks angibt. Bei diesem Beispiele ist der Abstand des höchsten Punkts des Decks von der obersten Wasserlinie etwa 10 m, bei 5 m Tiefgang des Schiffes.

Von dem inneren Ausbau des Schiffskörpers und von dessen Konstruktion kann hier nicht ausführlich die Rede sein. Zur Querversteifung dienen das Deck und (mindestens) ein Zwischendeck, ferner eine Anzahl von Querschotten (vergl. S. 232). Es ist auch zu berücksichtigen, daß der Schiffskörper bei starkem Seegange in der Längenrichtung ungleich gestützt ist, weil ein Wellenberg einen stärkeren Auftrieb mit sich bringt, als ein Wellental, ferner sind die Belastungen mehr oder weniger ungleichmäßig. Man ordnet deshalb Längsspanten oder Stringer (bei großen Schiffen bis 12 Stück) an, welche durch den ganzen Schiffsboden bis hinauf zu dem Vorder- und Hintersteven laufen.

Die an anderer Stelle begründete Erscheinung, daß die Abmessungen und die Tragfähigkeit der Schiffe fortwährend zunehmen, tritt namentlich bei den Schnelldampfern zutage. Hier sollen einige Angaben über die *Entwicklung des Baus der Schnelldampfer* während der letzten vierzig Jahre gemacht werden.

ahr	Namen des Schiffs	Länge m	Breite m	Größter Tiefgang m	Wasserverdrängung t	Indicierte Pferdestärken	Geschwindigkeit Knoten
1862	China	102,8	12,3	(4,8)	3808	2250	13,9
1874	Bothnia	132,7	12,9	(6,2)	6834	3250	13,8
1884	Umbria	166,1	17,5	(7,2)	12190	14500	19,6
1891	Fürst Bismark	153,2	17,5	7,01	10500	16400	—
1898	Kaiser Wilhelm d. Gr.	191,2	20,1	(8,2)	21000	31000	22,5
1903	Kaiser Wilhelm II.	207,3	21,9	(8,8)	27000	38000	23,25

Die eingeklammerten Zahlen sind nur geschätzt. Die ersten drei (China, Bothnia, Umbria) sind englische, die übrigen deutsche Schiffe.

Der Tiefgang der auf S. 232 erwähnten neuen Hamburger Passagier- und Frachtdampfer ist 9,6 m, wenn sie voll beladen sind.

Über die Hauptabmessungen ist im allgemeinen zu bemerken, daß bei Frachtdampfern

$$B = 1{,}85 \text{ bis } 2{,}22\ T \text{ und}$$
$$L = 6{,}7 \text{ bis } 8{,}5\ B \text{ zu sein pflegt,}$$

während man bei Doppelschrauben-Schnelldampfern

$$B = 2{,}32 \text{ bis } 2{,}86\ T \text{ und}$$
$$L = 7{,}9 \text{ bis } 9{,}7\ B \text{ annimmt.}$$

Durchschnittlich ist also $T : B : L = 1 : 2{,}3 : 19$ [198])

Die Kriegsschiffe zeichnen sich durch verhältnismäßig große Breiten aus und sind nicht selten mehr gebaucht, als Handelsschiffe.

198) Sonstige Angaben s. Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) II, S. 293.

Die Ermittelung des Gewichts des Schiffskörpers und der Ausrüstung erfordert umständliche Rechnungen, auf welche hier nicht eingegangen werden kann[199]).

Die Zunahme der Größe der Seedampfer hat ihr Ende noch nicht erreicht; ihr wird erst dann ein Ziel gesetzt sein, wenn die Herstellung noch tieferer Zufahrten zu den Häfen, als solche zur Zeit vorhanden sind, unerschwingliche Kosten verursacht. Im Hinblick auf Ausführungen ersten Ranges sagt Koch: Wir haben zugrunde zu legen: als Länge vorhandener Schiffe 212 Meter mit Aussicht auf eine Vergrößerung bis zu 240 Meter in naher Zukunft, eine Breite von 23,5 Meter mit Vergrößerung auf 25 Meter und einen Tiefgang von 9,5 Meter mit Vergrößerung auf 10,5 Meter.

71. Hauptabmessungen der Querschnitte der Wasserstraßen und ihrer Bauwerke. Die Abmessungen der Querschnitte neuerer Wasserstraßen stehen in einem innigen Zusammenhange mit den Hauptabmessungen der Schiffe, namentlich der in Art. 69 und 70 besprochenen. Bei Flüssen und Kanälen kommt auch in Betracht, ob die Kähne einzeln oder in Zügen (also in einem von einem Schlepper beförderten Anhange) fahren. Da, wo Flößerei betrieben wird, sind ferner die Breiten der Flöße, welche erheblich größer zu sein pflegen, als die Breiten der Schiffe, zu berücksichtigen. Über die zulässigen Floßbreiten bestehen Vorschriften, beispielsweise sind auf dem Rhein zwischen Mannheim und Koblenz Flöße von 63 m, zwischen Koblenz und Köln solche von 90 m Breite zulässig.

Zuerst sollen die Tiefen und die Fahrwasserbreiten der Flüsse besprochen werden.

Zwischen dem Tiefgange der Flußkähne und der Wassertiefe der Flüsse besteht eine Wechselwirkung. Man hat für jeden schiffbaren Fluß die Fahrwassertiefe festgesetzt, welche durch Regelung des Flußlaufs durchweg erreichbar erscheint. Dies Maß wird am besten auf den gemittelten niedrigsten Wasserstand bezogen. Für den Rhein zwischen Mannheim und Köln ist dasselbe beispielsweise bis auf weiteres 2,0, unterhalb Koblenz 2,5 m[200]).

Der Tiefgang großer Kähne ist von der Beschaffenheit des Flußbetts einigermaßen unabhängig; sie sind noch dann vorteilhaft, wenn auch nur der kleinere Teil der Reisen mit voller Ladung gemacht werden kann und wenn bei unerwartet eintretenden niedrigen Wasserständen geleichtert werden muß.

Für die Schleppdampfer haben die Wassertiefen insofern Bedeutung, als Schiffsschrauben eine ziemlich große Tiefe erfordern. Bei Raddampfern ist dies weniger der Fall, sie sind deshalb nicht allein für den Personenverkehr, sondern auf kleinen Flüssen auch für die Schleppschiffahrt am Platze.

Die zu erstrebenden Fahrwasserbreiten[201]) sind genau genommen auf die Höhe des Bodens der Kähne bei gemitteltem niedrigsten Wasserstande zu beziehen. In Flußstrecken mit mäßigen Krümmungen richten sie sich teils nach den Breiten der Fahrzeuge, teils nach der geringern oder größeren Entwickelung des Verkehrs; in starken Krümmungen sind Erbreiterungen am Platze. Bei schwachem Verkehr fahren die Schiffe einzeln, dann reicht eine Fahrwasserbreite gleich dem dreifachen der Schiffsbreite für ein bequemes Begegnen zweier Fahrzeuge aus. Dagegen verlangt

199) Vergl. Taschenb. d. Hütte II, S. 283.

200) Angaben über erstrebte Wassertiefen bei gewöhnlichen Wasserständen und verschiedenen Flüssen s. Handb. Kap. X, S. 150.

201) Handb. Kap. XI, S. 487. Fahrwassertiefen und -breiten.

ein hoch ausgebildeter Verkehr, wie ein solcher beispielsweise auf dem Rhein vorhanden ist, daß einzelne Fahrzeuge und Schiffszüge einander mit Sicherheit begegnen können, auch Überholungen kommen vor, weil die Fahrzeuge nicht selten verschiedene Geschwindigkeiten haben, schließlich sind die Flöße zu berücksichtigen. Auf dem Rhein beansprucht ein Schleppzug schon für sich allein eine Fahrwasserbreite von mindestens 30 m, zumal die Kähne mitunter paarweise eingestellt werden. Hiernach ist die Breite von 90 m, welche für die Strecke von Bingen bis Oberwesel angenommen ist, ganz erklärlich, bis St Goar steigt die erstrebte Fahrwasserbreite starker Krümmungen wegen bis auf 120 m, dann auf 150 m.

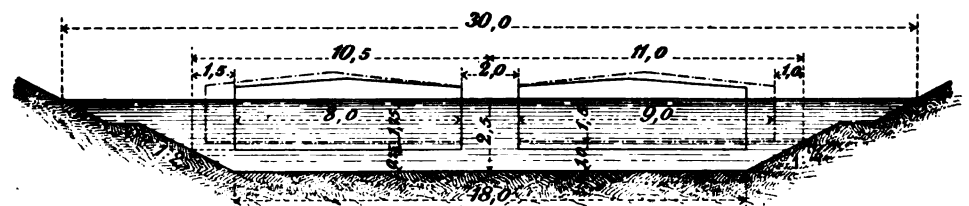
Örtliche Verhältnisse können Einschränkungen mit sich bringen, im Binger Loch ist eine Fahrbreite von 30 m erst in neuerer Zeit hergestellt; in solchen Fällen muß aber dem Begegnen zweier Fahrzeuge durch besondere Maßregeln vorgebeugt werden [202]).

L. Franzius sagt, daß die Fahrt mit Seeschiffen oder auch mit größeren Schleppzügen von Flußschiffen selbst bei ziemlich geraden Flußläufen eine Breite von 60 bis 70 m in der genügenden Tiefe erfordert.

Die Anforderungen an die Breiten und Tiefen der Kanäle für Binnenschiffahrt sind infolge Vergrößerung der Fahrzeuge in neuerer Zeit erheblich gestiegen.

Den Erweiterungen, welche man in Frankreich und den Reichslanden an den älteren Kanälen vorgenommen hat, wurden Kahnbreiten von 5,0 m und ein größter Tiefgang der Kähne von 1,8 m (Tragfähigkeit bis 300 t) zugrunde gelegt. Hieraus ergab sich eine Wassertiefe des trapezförmigen Querschnitts der Kanäle von 2,0 m und eine Sohlenbreite von 10 m. — Dagegen ist bei den neuen deutschen Kanälen zwischen Rhein und Elbe mit einer Kahnbreite von 8,0 m und einem normalen Tiefgange von 1,75 m (Tragfähigkeit 600 t) zu rechnen. Ferner wird Beförderung mittels Dampfkraft in Aussicht genommen; dies bedingt eine Wassertiefe von 2,5 m

Abb. 151. M. 1 : 300.



(Abstand zwischen Schiffsboden und Kanalsohle 0,75 m) und einen Abstand zwischen zwei sich begegnenden Schiffen von 2,0 m. Hieraus ergibt sich eine Sohlenbreite von 18 m. Wenn dann die Böschungen zweimalig angenommen werden, berechnet sich die obere Breite des Wasserquerschnitts zu 28 m. Aus im Art. 77 zu besprechenden Gründen ist es aber zu empfehlen, Bermen in mäßiger Tiefe unter dem Wasserspiegel anzubringen. Hierdurch steigt jene Breite auf 30,0 m (Abb. 151).

[202]) Vergl. Handb. Kap. XI, S. 530 (Wahrschauen). — Für Fahrwasserbreiten in den Stromschnellen der Donau vergl. daselbst S. 521.

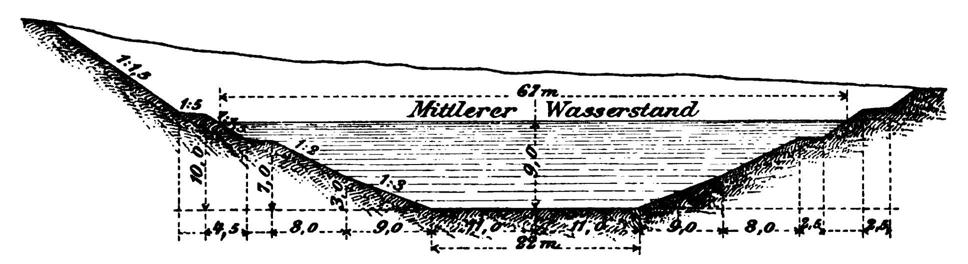
Nun ist noch zu untersuchen, wie sich der Wasserquerschnitt F zum eingetauchten Schiffsquerschnitt f verhält. Im folgenden Artikel wird erörtert werden, daß der Schiffswiderstand zunimmt, wenn dies Verhältnis abnimmt und die Erfahrung hat ergeben, daß dasselbe mindestens 4 : 1 sein sollte (also F mindestens = 4 f). Im vorliegenden Falle berechnet sich F auf rund 59 qm, f auf 8 . 1,75 = 14 qm. Das sich hieraus ergebende F : f = 4,21 : 1 ist also genügend.

Bei Wahl des besprochenen Querschnitts können auch Flußkähne von 600 t Tragfähigkeit auf dem Kanal verkehren, wenn dieselben bei 1,55 m Tiefgang dieselbe Länge wie die Kanalkähne, nämlich 65 m, aber 9,0 m Breite haben; auch bei diesen Abmessungen ist f = (rund) 14 qm. Man vergleiche die strichpunktierten Linien in Abb. 151.

Größere Binnenkanäle werden, wie aus obigem hervorgeht, stets zweischiffig angelegt, Seekanäle dagegen entweder zweischiffig oder einschiffig, dann aber mit Ausweichstellen. Schon bei einschiffigen Kanälen ergeben sich große Abmessungen. Bei diesen ist eine Größe des Wasserquerschnitts gleich dem Fünf- bis Sechsfachen des maßgebenden eingetauchten Schiffsquerschnitts erwünscht. Als Mindestmaß zwischen Kiel und Kanalsohle hat man bislang 0,5 m angenommen, jedoch sind 0,7 m zu empfehlen. Bei zweischiffigen Kanälen verlangt man, daß zwischen den Schiffen, welche einander begegnen, mindestens 2,0 m Spielraum und daß die Kanalsohle mindestens 1,0 m breiter sei, als die doppelte Breite der größten Schiffe einschließlich Spielraum.

Als Beispiel sei der Nord-Ostsee-Kanal (Kaiser-Wilhelm-Kanal) angeführt, dessen Querschnitt bei mittlerem Wasserstande Abb. 152 zeigt. (Die östliche Strecke

Abb. 152. M. 1 : 800.



des Kanals hat übrigens aus Gründen, welche nicht hierher gehören, einen etwas größeren Querschnitt erhalten). Der Kanal hat 22 m Sohlenbreite und 8,5 Tiefe bei niedrigstem Wasser. Für große Kriegsschiffe ist er einschiffig, für die Handelsschiffe, welche die Ostsee befahren, jedoch zweischiffig. Diese Schiffe haben nicht mehr als 6,5 m Tiefgang und in der Gegend ihrer Kiele hat der Kanal eine Breite von 34 m. Der untere Teil der Kanalböschungen ist nämlich mit 1 : 3 angelegt, dies ermöglicht auch eine Vertiefung des Kanals auf 9 m bei niedrigstem Wasserstande ohne große Kosten. Für das Begegnen größerer Schiffe sind sechs Ausweichstellen von 450 m Länge und einer Sohlenbreite von 60 m angeordnet, die Hauptausweichstellen bilden jedoch die Seen der oberen Eider, welche der Kanal kreuzt.

Der Vergleich des Kanalquerschnitts mit dem größten Querschnitt eines 124 m langen Panzerkreuzers[203]) ergibt Folgendes: Der Inhalt F des Wasserquerschnitts des Kanals berechnet sich aus Abb. 152 zu 433 qm. Beim Kreuzer ist B = 19,6 m, T = 7,24 m und der Völligkeitsgrad des Hauptspants = 0,88. Hieraus folgt f = 125 qm und F : f = 3,5 : 1.

Obwohl man in den Seekanälen die Fahrgeschwindigkeit der Dampfschiffe auf 5 Knoten (rund 2,60 m/sek) beschränkt, entstehen durch den sogen. Sog der Schrauben doch Schwierigkeiten, sobald die Dampfer, namentlich die Doppelschraubendampfer, einer Böschung nahe kommen, nicht minder beim Begegnen zweier Schiffe und in Krümmungen. „Der Sog entsteht dadurch, daß die Schiffsschraube sich schneller dreht, als es dem Fortschreiten des Schiffs entspricht. Sie wirkt daher wie eine Pumpe und saugt Wasser an, das ihr von vorn zuströmt. Diese Wirkung zeigt sich in einer starken Absenkung des Wasserspiegels zu beiden Seiten des Schiffs. Die Absenkung wird um so größer, je mehr sich das Schiff einer Böschung nähert und kann $^1/_2$ bis 1 m betragen. Sobald nun die Wasserquerschnitte an beiden Seiten des Schiffs nicht gleich groß sind, entsteht auf der Seite des kleineren Querschnitts eine tiefere Absenkung des Wasserspiegels, also ein Überdruck von der anderen Seite, der das Schiff gegen die Böschung drängt."

Über die stets durch Kreisbögen gebildeten Krümmungen der Kanäle ist zu bemerken, daß sowohl bei Binnenkanälen, wie bei Seekanälen Erbreiterungen der Sohlen erforderlich sind, sobald der Halbmesser R der Mittellinie des Kanals ein gewisses Maß (beim Kaiser-Wilhelm-Kanal 2600 m) unterschreitet; scharfe Krümmungen (beim genannten Kanal solche mit Halbmessern unter 1000 m) sind jedoch ganz unzulässig.

Bei Bemessung dieser Erbreiterungen kommen außer den Breiten mitunter auch die Längen der Schiffe in Betracht, ferner ist die Stellung zu berücksichtigen, welche die Fahrzeuge beim Befahren der Krümmungen einnehmen. Wenn es sich um langsam fahrende und vom Lande aus gezogene Kähne der Binnenkanäle handelt, kann man zur Not annehmen, daß die Mittellinien der Kähne in der Richtung einer Sehne des durchfahrenen Kreisbogens liegen, deren Länge gleich der Länge der Kähne ist, und kann hierauf eine Berechnung der Sohlenbreite stützen[204]). Dampfer nehmen aber eine solche Stellung nicht ein; bei diesen bewirkt die Seitenkraft, welche durch den Druck des Wassers auf das seitlich gedrehte Ruder (Steuerruder) erzeugt wird, daß der hintere Teil des Schiffs sich der einbiegenden (konkaven) Böschung nähert, während der vordere Teil (der Bug) sich von ihr ein wenig entfernt. Rechnungen lassen sich hierüber schwer anstellen, man pflegt sich deshalb auf eine sogenannte empirische (den Erfahrungen angepaßte) Regel zu beschränken. Beim Kaiser-Wilhelm-Kanal hat man beispielsweise die Sohlenerbreiterung aus der Formel $26 - \frac{R}{100}$ bestimmt. Dieselbe ergibt bei 1000 m Halbmesser eine Erbreiterung der Sohle von 16 m, also eine Sohlenbreite von 38 m.

---

[203]) Handb. Kap. XVI, S. 117.

[204]) Vergl. Handb. Kap. XV, S. 387.

Die besprochene Stellung der Schiffe ist auch bei den Strecken zu berücksichtigen, welche den Übergang einer geraden Mittellinie des Kanals in eine gekrümmte vermitteln; es kann jedoch hierauf nicht näher eingegangen werden.

Auch die Hauptabmessungen mancher Kunstbauten, insbesondere der Schleusen und der Brücken, werden von der Größe der Schiffe in hohem Grade beeinflußt. Bezüglich der Schleusen wird dies im zehnten Abschnitt nachgewiesen werden. Über die Brücken sei bemerkt, daß bei ihnen außer den Breiten auch die lichten Höhen in Betracht kommen, welche die Fahrzeuge beanspruchen. Diese Höhen werden auf einen maßgebenden Wasserspiegel bezogen, als welchen bei Flüssen der höchste Schiffahrtswasserstand, bei Kanälen der normale Wasserstand, an der See der Stand des gewöhnlichen Hochwassers gilt. Je nach Art der Fahrzeuge sind die beanspruchten Höhen sehr verschieden. Für Flöße sind 2,5 m lichte Höhe ausreichend. Bei Binnenkanälen kommen hauptsächlich sperrige Ladungen, beispielsweise von Heu, in Betracht und mit den Breiten der Kähne wachsen die Höhen. Bislang galten 4,0 m Lichthöhe als ausreichend, in neuerer Zeit genügt dies Maß nicht überall. Wenn Dampfschiffahrt betrieben wird, ist auf Flüssen die Höhe zu beachten, welche die Dampfer bei gesenktem Schornstein haben; dies ergibt Lichthöhen von 6,5 bis 9 m. Sehr große Höhen (bis 45 m) beanspruchen seetüchtige Segelschiffe, selbst wenn die obersten Teile der Masten beseitigt werden. — Gewöhnlich kann man sich darauf beschränken, die angegebenen Lichthöhen im mittleren Teil der Brückenöffnung herzustellen.

Bei den Bauwerken ist übrigens nicht allein auf die Hauptabmessungen der Schiffe, sondern auch auf die Form ihres Querschnitts oft Rücksicht zu nehmen: es würde jedoch zu weit führen, wenn dies im einzelnen nachgewiesen werden sollte.

Auch die Längen der Fahrzeuge beeinflussen die baulichen Anlagen in zahlreichen Fällen, unter anderm wollen sie bei Bemessung der Längenerstreckung der Hafenbecken, ganz besonders aber beim Entwerfen der Anstalten für den Bau und die Reparatur der Schiffe berücksichtigt sein.

Alle in Vorstehendem erwähnten Abmessungen entsprechen dem zeitigen Stande des Schiffsbaues; es ist aber zweifellos, daß die Größe der Schiffe noch mehr zunehmen wird. Hieraus folgt, daß es zweckmässig ist, wenn bei den Wasserstraßen und ihren Bauwerken die Ausführbarkeit von Erweiterungen soweit irgend tunlich gewahrt wird.

72. Schlussbemerkungen. Auch am Schlusse dieses Abschnittes soll über einige wichtige Gegenstände nur das Wesentlichste gesagt werden. Die beigegebenen Verweisungen ermöglichen dem Leser auf dieselben näher einzugehen.

Über den Schiffswiderstand[205]) ist in Vorstehendem erwähnt, daß er nahezu mit dem Quadrate der Geschwindigkeit des Schiffes (v), außerdem teils mit der Größe (f) des eingetauchten Querschnittes des Hauptspants, teils mit der Größe

[205]) Näheres für Fluß- und Kanalschiffe s. Handb. (3. Aufl.) Kap. X. § 9 (S. 120) und Taschenb. d. Hütte I, S. 265; für Seeschiffe daselbst II, S. 319. Neues großes Werk. Haack, Schiffswiderstand und Schiffsbetrieb nach Versuchen auf dem Dortmund-Ems-Kanal, Berlin 1900. Besprechungen desselben: Centralbl. der Bauverw. 1900, S. 396; daselbst 1901, S. 345.

der benetzten Mantelfläche wächst. Da die beiden letztgenannten Größen bei ähnlichen Fahrzeugen in ziemlich gleichem Maße zunehmen, kann man bei der Berechnung des Widerstandes, welchen Fluß- und Kanalkähne erleiden, nur die erstgenannte (also f) einführen. Wenn diese Fahrzeuge sich in ruhendem Wasser und in breiten Wasserquerschnitten bewegen, setzt man somit den Schiffswiderstand

$$W_1 = k.f.v^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 47.$$

Hierin bezeichnet k einen Erfahrungs-Koeffizienten, der bei neueren Kähnen durchschnittlich = 15 angenommen werden kann.

Wenn ein Schiff in einem Flusse stromauf fährt, kommt bei Bemessung des Widerstandes außer der Geschwindigkeit, mit welcher das Schiff fortschreitet, auch die Geschwindigkeit v_1 des im Bereiche des eingetauchten Querschnittes strömenden Wassers in Betracht und es ist der Widerstand

$$W_2 = k.f.(v + v_1)^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 48.$$

Bei starken Gefällen nehmen somit infolge der daselbst eintretenden ansehnlichen Geschwindigkeiten des Wassers die Schiffswiderstände erheblich zu. Ferner ist zu berücksichtigen, daß es sich um Beförderung auf einer geneigten Ebene handelt, wobei ein gewisser Teil des Schiffsgewichts stetig gehoben werden muß. Es kommt noch hinzu, daß die Schiffsschrauben und die Räder der Raddampfer infolge stärkeren Gleitens der Flügel bezw. der Schaufeln um so unvollkommener wirken, je schneller das Wasser fließt, welches sie treffen. Aus dem Gesagten erklärt sich unter anderm das langsame Fortschreiten der Dampfer zwischen Assmannshausen und Bingen trotz starken Arbeitens der Maschinen; jedem Reisenden, welcher diese Strecke stromaufwärts befährt, fällt dies auf.

In sehr starken Gefällen steigern sich die genannten Schwierigkeiten so sehr, daß der Verwendung freifahrender Dampfer, insbesondere freifahrender Schlepper, ein Ziel gesetzt ist, als dieses kann man ein Gefälle von etwa 0,5 ‰ annehmen. Selbst bei weniger starken Gefällen läßt man mit Vorteil die Triebwerke der Dampfmaschinen auf eine in dem Flusse liegende Kette oder auf ein Drahtseil einwirken, richtet also eine Ketten- oder eine Seilschiffahrt (Tauerei) ein.[206]) Diese Art des Schiffahrtbetriebes wird unter anderm auf dem Main und auf dem Neckar, auf der unteren Strecke des ersteren in Wettbewerb mit freifahrenden Dampfern, verwendet.

Wenn es sich um eine Stromschnelle[207]), also um eine kurze Strecke mit starkem Gefälle handelt, kann der Wasserbau der Schiffahrt zu Hilfe kommen. Das erfolgreichste, aber nicht oft anwendbare Mittel besteht in der Herstellung einer mit einem Wehre in Verbindung stehenden Kammerschleuse. Mitunter kann man im Scheitel der Stromschnelle ein Vertiefung der Flußsohle, also eine Senkung des Wasserspiegels, bewerkstelligen und mit den Hilfsmitteln des Flußbaues eine Hebung des Wasserspiegels am unteren Ende der Stromschnelle herbeiführen; durch beides wird der Fall des Wassers auf eine größere Länge verteilt. — Nur in seltenen Fällen läßt sich durch Herstellung eines Seitenarmes eine Umgehung der Stromschnelle mit Erfolg beschaffen. Verwandt mit den vorhin angedeuteten Arbeiten sind die Fahrwasservertiefungen, welche in den Stromschnellen unterhalb Bingen vorgenommen sind.

---

[206]) Handb. Kap. X, S. 134.
[207]) Handb. Kap. XI, S. 513.

Auch einige Bemerkungen über das Zunehmen der Bewegungswiderstände infolge Einschränkung der Wasserquerschnitte sollen hier Platz finden. Aus bereits Gesagtem (S. 143) ist bekannt, daß jede Einschnürung des Wasserquerschnitts eines fließenden Gewässers einen Stau erzeugt und daß ein solcher eine Verstärkung der Strömung im Gefolge hat. Ein ähnlicher Vorgang findet statt, wenn der Wasserquerschnitt eines Schiffahrtkanals oder eines zugehörigen Bauwerks durch ein fahrendes Schiff eingeschränkt wird. Dann bildet sich vor dem Schiffe eine „Bugwelle“, also eine wandelnde Anstauung, und das von vornherein ruhende Wasser fließt im Bereiche des Schiffs mit einer namhaften Geschwindigkeit. Je kleiner der Wasserquerschnitt F im Vergleich mit dem eingetauchten Schiffsquerschnitt f ist, desto größer wird diese Geschwindigkeit und mit ihr wächst der Bewegungswiderstand.

Um die Zunahme des Widerstandes zu ermitteln, sind zahlreiche Untersuchungen angestellt und eine von Bellingrath aufgestellte Formel liefert Ergebnisse, welche mit denjenigen der genannten Untersuchungen im wesentlichen übereinstimmen. Wenn man mit n das Verhältnis $\frac{F}{f}$ und mit W_3 den Schiffswiderstand in eingeengten Querschnitten bezeichnet, so lautet jene Formel

$$W_3 = \left(\frac{n}{n-1}\right)^2 W_1 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 49.$$

Für n =	4	3	2	1,5
erhält man W_3 =	1,77	2,25	4,0	9,0 W_1.

Man ersieht hieraus, daß starke Einschnürungen des Wasserquerschnitts auf die Bewegung der Schiffe sehr nachteilig einwirken und daß man sie, soweit möglich, vermeiden muß. Man ist unter anderm davon zurückgekommen, bei Straßenbrücken, welche Schiffahrtskanäle überspannen, den Wasserquerschnitt einschiffig zu gestalten und ihm nur den doppelten eingetauchten Querschnitt der Kähne zu geben.

Die verwickelten Untersuchungen, welche den Widerstand der Seeschiffe betreffen, gehören nicht hierher, zumal sie in erster Linie für den Bau der Schiffsmaschinen Bedeutung haben.

Die älteren Arten des Schiffahrtsbetriebs (das Treiben der Flußkähne mit dem Strom, das Treideln dieser und der Kanalkähne, auch das Segeln) haben, wie bereits erwähnt, seit Einführung der Dampfschiffahrt sehr an Bedeutung verloren und im allgemeinen genügt es, auf das unten Vermerkte zu verweisen*). Jedoch soll die beachtenswerte Erscheinung nicht unerwähnt bleiben, daß ein mit dem Strome treibendes Fahrzeug eine Geschwindigkeit annimmt, welche größer ist, als die Geschwindigkeit des Wassers. Jene Geschwindigkeit tritt ein, sobald die durch die Schwerkraft bewirkte Beschleunigung und die durch den Schiffswiderstand entstehende Verzögerung einander gleich sind. Man hat unter anderm beobachtet, daß ein treibender beladener Kahn von 15 t Gewicht bei einer Wassergeschwindigkeit von 1,8 m eine Geschwindigkeit von 2,78 m (10 km in der Stunde) angenommen hat.

Auch die Vorgänge, welche stattfinden, wenn Schiffe an das Ufer anlegen und wenn sie vor Anker gehen[208]), sollen nicht ganz unerwähnt bleiben. Es ist zu

*) Handb. Kap. X, § 10 (S. 128) (Ältere Arten der Schiffsbeförderung). — Kap. XVI, S. 91. (Grundbedingungen für das Segeln.)

[208]) Handb. Kap. XVI, S. 125.

beachten, daß das Ruder (Steuerruder) bei langsamer Fahrt mangelhaft arbeitet. Die Wirksamkeit des Ruders wird nämlich durch den Stoß des Wassers auf das Blatt desselben bedingt, sie nimmt deshalb mit dem Quadrate der Geschwindigkeit zu und ab, mit welcher das Wasser gegen das Ruder trifft. Hieraus ergibt sich leicht, daß das Anlegen der Schiffe besondere Hilfsmittel erfordert. Bei Kähnen werden besonders Stangen benutzt, welche übrigens auch für andere Zwecke gute Dienste leisten. Beim Einlaufen der Seeschiffe in Hafenmündungen ist unter ungünstigen Umständen eine seitliche Lenkung des Schiffes durch starke Taue (Trossen) erforderlich, welche entweder vom Schiffe ausgebracht oder diesem unter Verwendung von Verhol-Leinen zugeworfen werden. Bekanntlich wird in ähnlicher Weise verfahren, wenn Flußdampfer anlegen.

Lehrreiche Beispiele der Anordnung von Hafenmündungen bieten zwei Einfahrten des Kaiserhafens bei Bremerhaven, deren Lage in Abb. 200 (s. weiter unten Art. 83) dargestellt ist.

Bei einer in den siebenziger Jahren des vergangenen Jahrhunderts beschafften Ausführung A ist der sogen. Vorhafen kurz und stark gekrümmt und sein Anschluß an das Hafenbecken ist rechtwinklig zu dessen Begrenzung gerichtet, sodaß das Einfahren und Ausfahren der Schiffe schon unter gewöhnlichen Umständen recht schwierig ist. Sehr große Schiffe sind von dieser Einfahrt von vornherein ausgeschlossen. Dagegen schließt die Vorhafenachse der neuerdings hergestellten Anlage N mit der Stromrichtung einen Winkel von 37° ein und diese Anlage ermöglicht sämtlichen Schiffen ein schlankes Übergehen von der Stromrichtung in die Hafenrichtung und umgekehrt. Im einzelnen ist der Vorgang der folgende:

Nachdem die stets bei Flut ankommenden großen Schiffe ihre Bewegungsrichtung umgekehrt haben, steuern sie, von unterhalb kommend, auf die Spitze der westlichen Vorhafenmauer los; wenn die Schiffe dann an jener vorbei bis in die Mitte der Vorhafenmündung gelangt sind, läßt man den Schiffskörper durch den Strom unter Zuhilfenahme der Schrauben soviel herumschlagen, daß er nahezu die Richtung des Vorhafens annimmt. Hierauf erfolgt das Einfahren der Schiffe leicht und sicher.

Diese und die beim Einfahren und Anlegen sonst noch vorkommenden Bewegungen lassen sich aber bei sehr großen Schiffen nur unter günstigen Umständen mit den Schrauben und dem Ruder allein bewerkstelligen. Deshalb stehen zu ihrer Hilfe kräftige Schleppdampfer bereit, außerdem sind die Schiffe mit starken Dampfwinden ausgerüstet, durch welche sie mittels schweren Trossen an den auf den Kaimauern befindlichen festen, kurzen Pfosten, den sogen. Pollern, in jeder Lage gestützt, auch in bestimmter Richtung bewegt werden können.

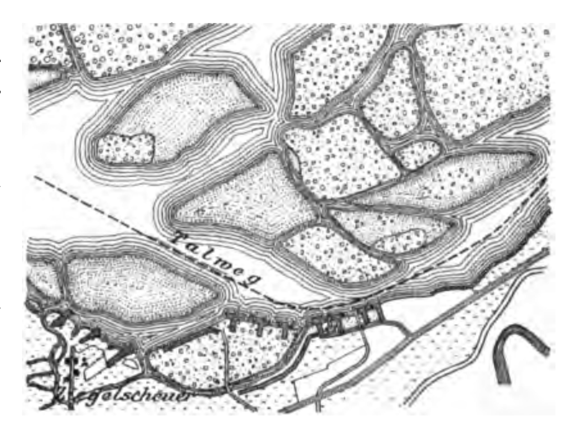
Anders sind die Vorgänge, wenn ein großes Schiff ausfährt oder wenn kleinere Schiffe bei Ebbe einfahren, hierüber vergleiche man Rudloff: Die Bremerhavener Hafenanlagen in der Zeitschr. f. Arch.- und Ingenieurwesen 1900, S. 650.

Neunter Abschnitt.

Uferwerke. Durchstiche.

73. Einleitung. Nachdem im vorigen Abschnitte die Anforderungen besprochen sind, welche die Schiffahrt an die Wasserstraßen, insbesondere an die fließenden Gewässer, stellt, sind nunmehr die Anforderungen der Landwirtschaft an die letzteren hervorzuheben. Bei kleineren Gewässern handelt es sich nicht selten um eine Benutzung des Wassers für die Bewässerung, namentlich der Wiesen; Einzelheiten gehören jedoch nicht hierher. Wichtiger als jene Wasserbenutzung ist der Wasserschutz. Die Landwirtschaft verlangt vor allem andern Schutz gegen unzeitige Überschwemmungen, mindestens Milderung des Schadens, den dieselben anrichten, und Sicherung des bei Hochwasser teils durch Uferabbrüche, teils durch Versandungen bedrohten Besitzes. Sie verlangt aber auch, daß die Nachteile eines zu hohen Standes des Grundwassers auf ein möglichst geringes Maß beschränkt bleiben. Die Herstellung der hierzu erforderlichen Entwässerungsgräben und die Reinhaltung der Bäche und sonstigen kleinen Gewässer ist Privatsache; die größeren Flüsse aber unterstehen der staatlichen Wasserbauverwaltung und die Landwirtschaft darf erwarten, daß die Hindernisse beseitigt werden, welche einer genügenden Ableitung des Wassers, besonders bei höheren Wasserständen, etwa entgegenstehen.

Abb. 153. M. 1 : 20000.



Wer sich nun den in den Artikeln 41 bis 43 geschilderten natürlichen Zustand der größeren fließenden Gewässer vergegenwärtigt, erkennt sofort, daß dieser Zustand den Anforderungen der Landwirtschaft nicht entspricht. Am fühlbarsten wurde dies bei Überschwemmungen und zum Schutze gegen diese wurden seit Jahrhunderten von den bedrohten Gemeinden vielfach Umwallungen der Ländereien nach Gutdünken hergestellt, aus welchen sich im Laufe der Zeit die heutigen Flußdeiche herausgebildet haben. Auch die Sicherung der Ufer des Mittelwasserbetts lag früher den Grundeigentümern ob und diese beschränkten sich auf den Schutz einzelner stark bedrohter Stellen. So entstanden manche recht kostspielige Bauten. Abb. 153 zeigt als Beispiel einige vor

vielleicht hundert Jahren am Oberrhein bei Alt-Breisach ausgeführte derartige Werke. Es sind dies sogen. Sporen, welche man an den bedrohten Stellen einbiegender (konkaver) Ufer zu errichten pflegte. Dieselben wurden aus Bruchsteinen mit einem Kerne von Kies mit ziemlich steilen Begrenzungen bis zur Höhe des Ufergeländes aufgebaut und unten mit zahlreichen Senkfaschinen umgürtet. Solche vereinzelte Werke waren aber stets von kurzer Dauer. Es kam hinzu, daß der an einem Orte abgewiesene Strom Stellen angriff, welche ohne Schutz waren; jene Werke erwiesen sich somit, wie auf S. 127 bereits bemerkt ist, als unzureichend, oft sogar als schädlich [209]).

Diese bittern Erfahrungen führten zu der Erkenntnis, daß ein gesichertes Bett sich nur durch eine planmäßige Behandlung ansehnlicher Strecken eines Flusses erreichen läßt und so entstanden im ersten Viertel des vergangenen Jahrhunderts die Flußregelungen des Mittelwasserbetts. In neuerer Zeit wird aber bei schiffbaren Flüssen auch eine Regelung des Betts für das Niedrigwasser erstrebt.

Die Flußregelungen (in weiterem Sinne des Wortes) betreffen also dreierlei: Regelung des Hochwasserbetts, des Mittelwasserbetts, des Niedrigwasserbetts.

Diese umfangreichen Ausführungen dienen einerseits und zwar in erster Linie der Landwirtschaft, andererseits aber auch der Schiffahrt. „Jede Beseitigung von Unregelmäßigkeiten des Flußbettes bewirkt nicht nur eine Verbesserung der Fahrstraße, sondern auch einen regelmäßigeren Abfluß des Wassers, einen günstigeren Abgang des Eises und eine Verminderung gefährlicher Eisstopfungen, jede Befestigung der Ufer verhindert die Zerstörung nutzbarer Gelände und macht den Verlegungen des Flußbetts ein Ende; jede Verkehrsstraße endlich dient nicht nur dem Handel, sondern erschließt und erweitert das Absatzgebiet der landwirtschaftlichen Erzeugnisse, während Deichanlagen nicht lediglich der Landwirtschaft, sondern auch der Schiffahrt durch Zusammenhalten der Hochfluten in einem begrenzten Bett, somit zur Ausbildung eines tiefen Fahrwassers sehr nützlich sind."

Das Vorstehende schließt nicht aus, daß Arbeiten, welche der Schiffahrt wegen vorgenommen wurden, der Landwirtschaft ausnahmsweise zum Schaden gereichen können und umgekehrt. Es läßt sich auch nicht in Abrede stellen, daß man in früherer Zeit bei einigen Flüssen allzu starke Abkürzungen ihres Laufs mittels sogenannter Durchstiche bewerkstelligt hat, welche Übelstände im Gefolge gehabt haben. Aber häufiger, als eine Schädigung der Landwirtschaft durch jene Arbeiten kommt es vor, daß Ausführungen, die in den oberen Strecken der Flüsse zu gunsten der Landwirtschaft vorgenommen werden, den stromabwärts liegenden Ländereien Nachteil bringen.

Die nachstehenden Besprechungen betreffen vorwiegend die Regelung des Betts der größeren fließenden Gewässer unter Ausschluß des Hochwasserbetts. Das Ganze der hierbei vorkommenden Arbeiten hat verschiedene Namen, die gebräuchlichsten sind Korrektion und Regulierung. Die Korrektion beschränkt sich darauf, dauerhafte Ufer für die mittleren Wasserstände in guter Lage herzustellen, während die Regulierung eine zweckmäßige Gestaltung, namentlich des unteren Teils des Wasserquerschnitts anzubahnen hat. Ohne Korrektion ist eine Regulierung nicht

---

[209]) Ausführliches s. Die Korrektion des Oberrheins (3. Heft der Beiträge zur Hydrographie Badens. Karlsruhe 1885), S. 45.

ausführbar. Die Korrektion der wilden Flüsse wird von Kreuter in zutreffender Weise ihre Bändigung genannt.

Die Lage neuer Ufer wird in den Stromkarten durch Streich- oder Leitlinien angedeutet, als deren Höhenlage am besten die des Mittelwassers (genauer die mittlere Höhe des Sommerwassers, also die Grenze der Begrünung, vergl. S. 108) angenommen wird. Über das Entwerfen der Leitlinien kann an dieser Stelle nur wenig gesagt werden; Art. 79 wird etwas mehr darüber bringen. Bei vorläufigen Arbeiten pflegt man an den Krümmungen Kreisbögen einzutragen und verbindet je zwei aufeinander folgende durch gerade Linien, bei genauen Arbeiten empfiehlt es sich, Korbbögen einzuführen und es ist zweckmäßig an den Übergangsstellen, d. h. da, wo eine Krümmung in eine sich anders wendende übergeht, die Länge der geraden Verbindungslinien auf ein geringes Maß zu beschränken. Die Abstände zwischen zwei zusammengehörigen Leitlinien nennt man die Normalbreiten und die entsprechenden Querschnitte die Normalprofile.[210])

Die Normalbreiten hat man früher durch Einschätzung und für längere Flußstrecken bestimmt. Man ermittelte die Breite des Mittelwassers an Stellen mit einigermaßen regelmäßigen und Veränderungen wenig unterworfenen Querschnitten und nahm den Mittelwert aus den Breiten dieser Musterstrecken als Normalbreite an. Änderungen derselben wurden gewöhnlich nur unterhalb der Einmündung größerer Nebenflüsse vorgenommen. Aus den Normalbreiten ergaben sich dann die Normalprofile durch Einführung der für die Uferbefestigung üblichen Böschungsneigung (etwa 1 : 2) ohne weiteres. In dieser einfachen Weise ist die Lage der Ufer bei nicht wenigen Flußkorrektionen festgelegt.

Seit außer der Korrektion, wenigstens da, wo Schiffahrt in großem Maßstabe stattfindet, auch die Regulierung berücksichtigt sein will, genügt jene Behandlung der Normalprofile nicht mehr. Über die in neuerer Zeit angestellten genaueren Untersuchungen sei hier nur Folgendes bemerkt:

Eine sorgfältige Ermittelung der Normalprofile hat sich zu stützen auf Angaben über die Wassermengen, welche eine Flußstrecke bei verschiedenen Wasserständen abführt, auf genaue Ermittelung der Gefällsverhältnisse, nicht minder auf Untersuchung der Sinkstoffe und der Gesetze ihrer Bewegung.

Durch Korrektionen ändern sich die Gefälle nicht selten, namentlich wenn die Länge des Flußlaufs eine andere wird oder wenn der Fluß im ursprünglichen Zustande schroffe Wechsel seiner Gefälle aufweist, dann sind die neuen Gefälle zu ermitteln und in einen Höhenplan einzutragen. Aus diesem Plane kann man entnehmen, an welchen seichten Stellen Baggerungen behufs Herstellung der erstrebten Fahrwassertiefen, oder aber künstliche Erhöhungen der Flußsohle behufs Beseitigung zu großer, einer regelmäßigen Querschnittsgestaltung hinderlichen Wassertiefen erforderlich sind. Der Höhenplan ermöglicht auch, den zu behandelnden längeren Abschnitt des Flusses in Einzelstrecken mit nahezu gleichen Gefällen zu zerlegen.

Bei der Ermittelung des Normalprofils einer Einzelstrecke hat man zunächst die Gegenden der Schwellen (vergl. S. 129) ins Auge zu fassen. Hier kann das Normalprofil aus Trapezen mit lotrechter Symmetrieachse gebildet werden. Die untere

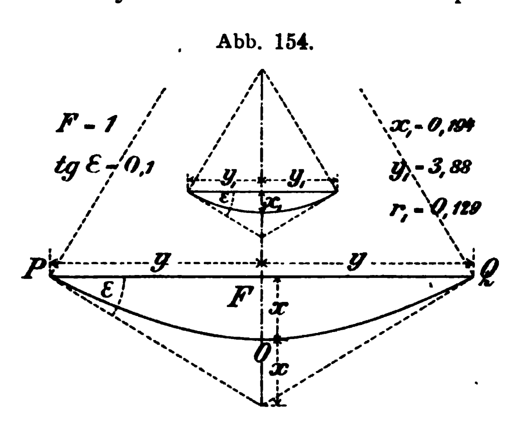
---

[210]) Für das Obige und das Folgende vergl. Handb. (3. Aufl.) Kap. XI, § 6 bis 8, § 15 u. 16, ferner bezüglich der schiffbaren Flüsse § 66.

Breite des untersten Trapezes sollte bei schiffbaren Flüssen mindestens der erstrebten Fahrwasserbreite entsprechen. Bei bekanntem Gefälle verläuft die Rechnung ähnlich wie die in Art. 32 angestellten Rechnungen; sie wird erleichtert, wenn man für die Form des Querschnitts einen Parabelabschnitt als Vorstufe benutzt.

In den Krümmungen sind namhafte Erbreiterungen der für die Gegend der Schwellen gefundenen Normalbreiten am Platze, nicht allein der Schiffahrt wegen, sondern auch behufs Schaffung von Rastplätzen für die Sinkstoffe, welche sich beim Sinken der Hochwasser niederschlagen und es ergibt sich, daß in den Krümmungen eine unsymmetrische Form des Normalprofils den Vorzug verdienen dürfte.

Abb. 154.



Bei der Einführung der Abschnitte einer sogen. Profilparabel kann man in folgender Weise verfahren: Man ermittelt die durchschnittlichen Wasserspiegelbreiten PQ = 2y (Abb. 154) der Musterstrecken und ihre durchschnittliche mittlere Wassertiefe t. Wenn man dann die Pfeilhöhe x eines Parabelabschnitts $= \frac{3}{2}$ t macht, weichen dessen Fläche F und die hydraulische Tiefe nur sehr wenig von den entsprechenden Größen eines mittleren Musterquerschnitts ab und es gilt die Gleichung $\operatorname{tg} \varepsilon = \frac{2x}{y}$; tg ε läßt sich also leicht berechnen. Ferner ist $F = \frac{4}{3} x y$ und durch Auflösung dieser Gleichung erhält man

$$x = 0{,}612 \sqrt{F \operatorname{tg} \varepsilon}.$$

Wenn man nun, wie auf S. 80 u. ff. geschehen ist, zunächst die Abmessungen für F = 1 ermittelt, ergibt sich:

$$x_1 = 0{,}612 \sqrt{\operatorname{tg} \varepsilon} \quad \dots \dots \dots \quad 50.$$

$$\text{und } y_1 = \frac{2x_1}{\operatorname{tg} \varepsilon} \quad \dots \dots \dots \quad 51.$$

Bei Bestimmung des hydraulischen Moduls r_1 darf man berücksichtigen, wie bei Flüssen der benetzte Umfang so wenig von der Wasserspiegelbreite abweicht, daß man die letztere an Stelle des ersteren einführen kann. Somit ist (genau genug)

$$r_1 = \frac{1}{2y_1} \quad \dots \dots \dots \quad 52.$$

In einer näher zu untersuchenden Strecke eines Flusses sei y = 70 m und t = 2,37 m. Dann ist

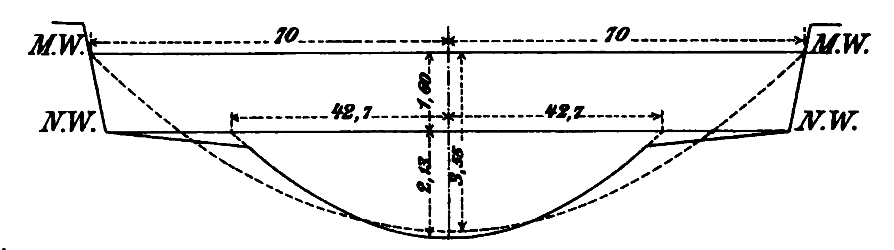
$$x = \frac{3}{2} \cdot 2{,}37 = 3{,}55 \text{ und}$$

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \frac{2 \cdot 3{,}55}{70} = 0{,}101 \text{ oder genau genug} = 0{,}1.$$

Eine obigen Abmessungen entsprechende Profilparabel ist in Abb. 155 mit gestrichelten Linien gezeichnet und aus den Gleichungen 50 bis 52 ergeben sich, indem man tg ε = 0,1 einführt, im vorliegenden Falle $x_1 = 0{,}194$, sodann $y_1 = 3{,}88$ und $r_1 = 0{,}129$. — Man vergleiche auch S. 81.

Nun läßt sich folgende Aufgabe lösen: In der fraglichen Strecke ist der Abstand zwischen Mittelwasser und Niedrigwasser = 1,60 m. Das Letztere hat ein durchschnittliches Gefälle von 0,23 °/₀₀, die betreffende Wassermenge Q ist = 90 cbm.

Abb. 155. Längen 1 : 1500. Höhen 1 : 150.



Die Profilparabel des Niedrigwassers soll unter der Annahme ermittelt werden, daß der für das Mittelwasserbett gefundene Wert $\operatorname{tg} \varepsilon = 0{,}1$ beibehalten werden darf.

Die Berechnung gestaltet sich folgendermaßen:

Um den Geschwindigkeits-Koeffizienten c vorläufig und näherungsweise zu bestimmen, kann man hier die Formel 34 (S. 135)

$$c = \frac{3{,}43}{\sqrt[10]{i^3}}$$

benutzen. Dieselbe ergibt $c = 41{,}3$. (Man könnte übrigens auch $c = 50$ setzen).

Mit $c = 41{,}3$ erhält man

$$v = 41{,}3 \sqrt{0{,}00023 \,.\, r} = 0{,}63 \sqrt{r}.$$

Bei $r = r_1 \sqrt{F}$ und $r_1 = 0{,}129$ hat man für ein probeweise angenommenes $F_a = 81$ qm

$$r = 0{,}129 \,.\, 9 = 1{,}16$$

$$v = 0{,}63 \sqrt{1{,}16} = 0{,}68$$

$$Q_a = 81 \,.\, 0{,}68 = 55 \text{ cbm}.$$

Der obige Wert F_a ist also zu klein.

Wenn man nun $F_a = 121$ qm annimmt, folgt auf demselben Wege

$v = 0{,}75$ und $Q = 91$ cbm, wie verlangt war.

Schließlich ergeben sich aus $x_1 = 0{,}194$ und $y_1 = 3{,}88$, indem diese Werte mit $\sqrt{121} = 11$ multipliziert werden, die Wassertiefe $x = 2{,}13$ m und die halbe Breite des Wasserspiegels $y = 42{,}7$ m. Die entsprechende Profilparabel ist in Abb. 155 mit einer ausgezogenen Linie angedeutet.

Es steht nichts im Wege, nunmehr genauere Rechnungen unter Einführung der Geschwindigkeits-Koeffizienten, welche der mittleren Wassertiefe des Niedrigwassers entsprechen, vorzunehmen, notwendig ist dies aber nicht. Man muß berücksichtigen, daß bei Festlegung der Begrenzungen der Durchflußquerschnitte die Profilparabelen, wie bereits erwähnt, nur eine Vorstufe abgeben und daß die Querschnitte von verschiedenen Umständen beeinflußt werden, die sich der Rechnung entziehen. Hierher gehören unter anderm die Neigungen der Uferwerke. In Abb. 155 sind diese Neigungen neben der Niedrigwasser-Profilparabel rechts und links durch ausgezogene Linien angedeutet.

Die Uferwerke (Uferdeckungen und Uferbefestigungen) sind unter den baulichen Ausführungen, welche eine Regelung der fließenden Gewässer bezwecken, wohl die wichtigsten; sie bilden den Abschluß der mannigfaltigen, sonst noch vorkommenden Arbeiten. Aber auch bei künstlichen Wasserstraßen und an den Küsten des Meeres kommen Uferwerke vor. Diese Umstände werden es rechtfertigen, wenn auf dieselben in den Artikeln 74 bis 78 näher eingegangen wird. Von der Mehrzahl der sonstigen Hülfsmittel der Flußregelung kann im Nachstehenden nur eine Übersicht gegeben werden, von den Durchstichen und den mit ihnen in Verbindung stehenden Sperrdämmen ist jedoch etwas mehr zu sagen. Alles dieses betrifft hauptsächlich die größeren fließenden Gewässer bis an ihre Flutgrenzen. Über die Wildbäche, ferner über die Arbeiten an den Strommündungen und in den Mündungsgebieten werden die Schlußbemerkungen einige Andeutungen bringen.

74. Die Uferwerke im allgemeinen. Im Vorstehenden ist angedeutet, daß man bei den Uferwerken zwischen Uferdeckungen und Uferbefestigungen unterscheidet. Die letzteren sind massive Körper, welche den weiter unten besprochenen Angriffen gewachsen sein müssen. Die Deckwerke pflegen nur aus einer Schicht von mäßiger Stärke zu bestehen, sie sind deshalb weniger widerstandsfähig. In der Regel ruhen sie auf dem gewachsenen Boden, werden aber als Decklagen unter Umständen auch zur Bekleidung der Uferbefestigungen verwendet. Den Uferdeckungen hinsichtlich Bauart und Wirkung nahe verwandt sind die Werke, welche als Schlickfänge auf den neben den Ufern befindlichen Geländen hergestellt werden, um deren Verlandung zu befördern und zu regeln. Eine wasserseitige Böschung ist den Deckwerken und den Uferbefestigungen gemeinsam.

An einzelnen Stellen der Flüsse und der Seehäfen genügen geböschte Uferbegrenzungen den Anforderungen des Verkehrs aber nicht, denn das rasche Laden und Entladen der Schiffe erfordert steile Begrenzungen. Alsdann werden entweder Ufermauern oder Bollwerke hergestellt. Bei diesen beiden Arten von Bauwerken kommt außer den Angriffen des Wassers auch der Erddruck in Betracht. Bei Ufermauern wird derselbe von fest gegründeten, gegen Gleiten und Drehen gesicherten Mauerwerksmassen, bei Bollwerken von einzelnen hölzernen oder eisernen Ständern aufgenommen. Die Besprechung dieser anscheinend einfachen, aber oft sehr schwierig herzustellenden Bauwerke liegt außerhalb des Rahmens dieses Werks[211]).

Über die Angriffe, welche die Uferwerke erleiden, ist zunächst zu bemerken, daß sie in vielen Fällen durch die Wellen des Wassers am meisten gefährdet werden, auf Wasserstraßen ist dies namentlich dann der Fall, wenn Dampfschiffahrt betrieben wird. Die Bugwellen der Dampfschiffe, welche bei großen und schnellfahrenden Fahrzeugen eine ansehnliche Höhe erreichen, laufen, oft brandend und von kleineren Wellen gefolgt, am Ufer des Flusses entlang und erzeugen Rückströmungen. Nicht allein das Anprallen dieser Wellen, sondern auch ihre Rückströmungen nehmen die Uferwerke sehr in Anspruch.

An den Küsten treten die Wirkungen der Wellen weit stärker auf, als an Flüssen, hier sind es die vom Winde erzeugten Wellen des Meeres, welche die Ufer treffen, wobei sie sehr starke Stöße ausüben. Hiervon ist an anderer Stelle (S. 213)

---

[211]) Das Wesentlichste über Bollwerke und Ufermauern findet man in Franzius. Der Wasserbau im Handbuche der Baukunde. S. 54 u. ff.

bereits die Rede gewesen. Stoßwirkungen sind übrigens auch bei Flußufern nicht ausgeschlossen; sie können bei diesen unter anderm durch treibende Körper, z.B. durch Eisschollen, hervorgerufen werden.

Auch die Strömungen des Wassers greifen die Uferwerke erheblich an. Selbst Schiffahrtskanäle sind nicht frei von zeitweilig eintretenden örtlichen Strömungen. In Flüssen werden dieselben namentlich bei starken Gefällen und in Krümmungen infolge der spiralförmigen inneren Bewegungen des Wassers gefährlich. Durch einen wirksamen Schutz der Flußsohle müssen daselbst die Austiefungen und Unterwaschungen verhindert werden, welche im Naturzustande der Flüsse, besonders bei einem leicht beweglichen Untergrunde eintreten.

Die Angriffe der Strömungen steigern sich mit der Schleppkraft des Wassers, also mit der Wassertiefe. Hieraus ergibt sich, daß Uferdeckungen, welche bei mäßigen Wassertiefen ausreichend sind, bei großen Tiefen den Dienst versagen können. Dagegen nehmen die Wellenbewegungen mit der Tiefe des Wassers ab.

Die Teile der Uferwerke, die infolge des Schwankens der Wasserstände bald vom Wasser benetzt, bald trocken sind, also „zwischen Luft und Wasser liegen", leiden unter den bei solcher Lage stets eintretenden Übelständen. Namentlich das Holz verdirbt bekanntlich sehr bald, Steine sind dem Zersprengen durch Frost ausgesetzt u. s. w.

Gewachsener, noch weniger geschütteter Boden ist nicht imstande, den besprochenen Angriffen genügenden Widerstand zu leisten, eine schützende Decke hat aber der Boden seinerseits zu tragen, auch etwaige Stöße hat er auszugleichen. Die Querneigung, welche die Decke erhält, also ihr Böschungsverhältnis, richtet sich hauptsächlich nach der Art des Bodens, kann aber etwas steiler sein, als es bei nicht befestigten Böschungen üblich ist. Sehr steile, selbst lotrechte Begrenzungen sind bei gehöriger Befestigung und Sicherung des Vorgrundes nicht ausgeschlossen. Da, wo eine Art der Befestigung in eine solche mit anderer Neigung übergeht, ist in der Regel ein wagerechter Streifen, eine „Berme", am Platze.

Bei gegebenen Höhenunterschieden werden steilere Böschungen geringere Kosten verursachen, als flachere. Die letzteren haben aber den Vorteil, daß bei ihnen nicht allein die Angriffe der Wellen, sondern auch die der Strömungen mäßiger sind, als bei ersteren. „Verflacht man die Böschung, so schließt die Stromsohle sich weniger schroff an dieselbe an; man beobachtet, daß die Wirbel an der Oberfläche nachlassen" [212]).

Regelmäßig begrenzte Böschungen sind nur bei Schiffahrtskanälen von vornherein vorhanden. Bei Flußufern und den Ufern des Meeres müssen derartige Böschungen vor Inangriffnahme der Uferwerke erst hergestellt werden. Dies ist nur dann eine ziemlich geringfügige Arbeit, wenn man die vorgefundenen Grenzen des maßgebenden Wasserspiegels im wesentlichen beibehalten kann. Oft und namentlich bei wilden und halbwilden Flüssen sind aber an der Lage der Ufer einschneidende Veränderungen vorzunehmen, bevor ein Uferwerk sich mit Erfolg ausführen läßt. Diese Änderungen veranlassen besondere und oft zeitraubende Arbeiten, von welchen in Art. 79 einiges gesagt werden wird.

---

[212]) Näheres s. Handb. (3. Aufl.), Kap. XI, S. 365.

Steile Begrenzungen pflegen mit der Verwendung von Holz Hand in Hand zu gehen. Es handelt sich dabei nicht selten um Pfahlwände und Bohlenwände von mäßiger Höhe, durch welche der Fuß der Werke gegen die Folgen der Ausnagung gesichert wird. In größerer Ausdehnung wird Bauholz in gebirgigen Gegenden, woselbst Holz sich mitunter nicht leicht verwerten läßt, benutzt. Im Einzelnen sind die vorzugsweise aus Holz hergestellten Uferwerke nicht von solcher Bedeutung, daß hier eine eingehende Besprechung angezeigt wäre [213]).

Als sonstige Baustoffe werden hauptsächlich Steine, namentlich Bruchsteine, ferner Buschholz (Strauch), leichte Pfähle und Kies verwendet. Eisen wird vorzugsweise in der Form von Draht benutzt. Als Baubestandteile kommen Beton und Mauerwerk, jedoch vergleichsweise selten, verschiedene größtenteils aus Bündeln von Buschholz (Faschinen) hergestellte Körper dagegen häufig in Betracht. Die Eigenschaften der Steine, des Betons u. s. w sind als bekannt anzusehen, somit hier nicht zu besprechen [214]). Dagegen haben die Faschinenwerke viel Eigenartiges, worüber Art. 75 das Nähere enthält.

Im allgemeinen zeigt es sich, daß bei den Uferwerken, nicht minder bei verwandten Werken des Flußbaues, die Verwendung der Steine auf Kosten der Hölzer zunimmt. Dies hat seinen Grund zum Teil darin, daß man früher noch mehr Gewicht auf mäßige Transportweiten der Baustoffe legen mußte, als es heutzutage infolge Verbesserung aller Verkehrswege der Fall ist. Ferner ist zu bemerken, daß die Verwendung des Eisens im Zunehmen begriffen ist. Hierüber wird weiter unten mehr gesagt werden.

Die Uferwerke gehören zu den Ausführungen des Ingenieurs, welche für weniger beachtenswert gehalten werden könnten, als manche andere, die ansehnlicher sind. Man muß aber, ähnlich wie beim Eisenbahnoberbau und den Fahrbahnen der Straßen, nicht außer Acht lassen, daß es sich um schwer zu unterhaltende Werke von sehr großer Längenerstreckung handelt. Die Rücksichten auf Wirtschaftlichkeit erfordern in allen solchen Fällen besondere Sorgfalt bei der Ausführung und eingehende Untersuchungen über Dauer und Kosten der Unterhaltung.

Eine Eigentümlichkeit der Flußuferwerke besteht ferner darin, daß ihre wichtigsten Teile im Bereiche des Wassers zu erbauen sind; es ist aber ausgeschlossen, hierbei Fangdämme oder eine regelrechte Betonierung zu verwenden. Man ist deshalb gezwungen, mit Baubestandteilen zu arbeiten, welche, zunächst im Trocknen hergestellt, durch Belastung mit Steinen oder mit Kies ein solches Gewicht erhalten, daß sie dem Wasser übergeben auf den Grund sinken, also mit Sinkkörpern.

Sinkkörper von mäßiger Größe eignen sich besonders zur Herstellung der unteren Teile der Flußuferwerke an Stellen, welche der Annagung stark ausgesetzt sind. Wenn letztere eintritt, nehmen jene Körper eine tiefere Lage an, verhindern aber nach wie vor eine Unterwaschung des Werkes.

---

[213]) Näheres s. Handb. Kap. XI, S. 357 unter Holzwerke.

[214]) Ausführliche Mitteilungen über die Baustoffe und Baubestandteile des Flußbaues bringt das Handbuch in Kap. XI, § 26—30. — Über Verwendung von Kunststeinen vergl. Kap. XVII, S. 174.

75. Faschinenwerke.[215]) Die Pflanzungen von Sträuchern, welche man behufs Erhaltung und Ausbildung der Ufer und der benachbarten Gelände nicht selten in großer Ausdehnung anlegt, haben neben sonstigen, weiter unten zu besprechenden Vorteilen auch den, daß sie durch Abholzung einen guten und billigen Baustoff liefern. Hierbei wird der gewonnene Strauch (das Buschholz) meistens in Gestalt von Faschinen geliefert und verbraucht. Es sind dies Bündel von mäßiger Dicke, aus denen verschiedenartige Werke gebildet werden. Dabei sind gewisse Verbände einzuhalten und die einzelnen Bündellagen sind häufig durch Bänder zu vereinigen und mit kurzen Pfählen aufeinander zu nageln, sowie mit Steinen oder Kies zu beschweren.

Holz, welches an den Ufern der Flüsse, auf den Sandbänken und in den Auen wächst und lange, ziemlich gerade, biegsame Äste besitzt, die am Stammende nicht über 3 cm dick sind, eignet sich zu Faschinen am besten. Weiden- und Erlenreiser, die in der Zeit von Oktober bis April geschnitten und verwendet werden, sind fähig auszuwachsen und bilden in durchfeuchteter Erde Wurzeln, so daß nach wenigen Jahren an der Verwendungsstelle ein von dichtem Wurzelgeflecht durchzogener und mit Sträuchern bedeckter Körper entsteht.

Die bequemste Länge für Faschinen ist 3 m, es können aber ausnahmsweise auch solche bis zu 6 m Länge sich empfehlen. Am Stammende pflegt man die Faschinen 0,3 m dick zu machen. Die Herstellung geschieht in der Weise, daß man sogenannte Faschinenkreuze in den Boden treibt und darüber die zu einer Faschine erforderlichen Reiser legt, welche der Mehrzahl nach die Länge der Faschine haben sollten. Um die Reiser schlingen zwei Arbeiter eine ungefähr 90 cm lange, an zwei Hebeln befestigte Kette und ziehen das Bündel möglichst fest zusammen, indessen ein Dritter es hart neben der Kette mit einer gedrehten starken Rute oder mit geglühtem Eisendraht überbindet. Dies geschieht an zwei oder drei Stellen. Die Rutenbänder, welche Wieden oder Weeden heißen, werden aus 2 bis 4 cm starken Weiden-, Pappel- oder Birkenzweigen hergestellt, welche erwärmt und dann gedreht werden.

Ein weiterer Bestandteil der Faschinenwerke sind die Würste, Bandfaschinen oder Wippen, dies sind längere, dünnere, tauartige Faschinen, welche bis zu 20 m lang und 12 bis 15 cm dick angefertigt und dreimal auf ein Meter Länge fest abgebunden werden. Die Stammenden der Reiser liegen alle nach jener Seite hin, von wo das Binden beginnt. Die Würste müssen aus dem biegsamsten und zartesten Strauch hergestellt werden, welcher so anzuordnen ist, daß lange und kurze Reiser und nicht zu viele Stammenden neben einander kommen und daß letztere nicht von außen sichtbar sind. Die Würste müssen verwendet werden, so lange sie noch frisch sind, weshalb man sie nicht in großen Mengen vorrätig halten kann.

Denselben und mancherlei anderen Zwecken, wie die Würste, dienen die Flechtwerke oder Flechtzäune, welche folgendermaßen hergestellt werden. Als Gerippe eines jeden Stranges dient eine Reihe Pfähle, die man senkrecht eintreibt und je nach der Höhe des herzustellenden Zaunes 0,3 bis 0,6 m herausragen läßt.

---

[215]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XI, S. 312, 323, 355. — Franzius, Der Wasserbau im Handb. der Baukunde, S. 198. — Über Baustoff- und Arbeitsaufwand bei Faschinenbauten, vergl. Handb. Kap. XI, S. 397.

Zu dem Geflechte verwendet man lange, frische, geschmeidige Reiser und windet, stets nach derselben Richtung, diese Reiser paarweise über einen Pfahl nach dem anderen. Ist eine Lage eingeflochten, so wird sie niedergetreten und die folgende wird aufgesetzt. So fährt man lagenweise fort, bis die gewünschte Höhe erreicht ist. Der Abstand der Pfähle von einander beträgt 0,3 bis 0,5 m, ihre Länge 0,7 bis 1,5 m, je nach der Höhe der Verzäunung.

Die Pfähle, auch Handpfähle, Buhnenpfähle oder Spickpfähle genannt, welche zum Festnageln der einzelnen Teile von Faschinenbauten auf einander oder auf den Erdboden dienen, sind je nach Bedarf 0,6 bis 1,5 m lang und bis 5 cm dick. Alles zu Faschinen geeignete Holz ist auch zu Spickpfählen brauchbar; indessen je härter, desto besser. Pfähle aus gespaltenem Holz, welche mitunter verwendet werden, haften sehr fest.

Ein aus Faschinen, Würsten und Pfählen hergestellter Körper erlangt die nötige Dichte erst durch Ausfüllung der zahlreichen Zwischenräume mit steinigen Stoffen. Diese Ausfüllung ermöglicht auch, die aus Faschinen gebildeten Lagen allmählich in das Wasser zu versenken.

Der zum Belasten und Versenken der Faschinenkörper zu verwendende Schotter und der benutzte Flußkies sollen weder zu grob, noch zu fein sein, weil allzu feiner Kies von dem Wasser zwischen dem Reisig oft herausgewaschen wird, während allzu grober sich nicht gut in die Höhlungen und Zwischenräume des Gefüges legt. Am besten wäre Kies von etwa Nußgröße. Zu Erde und Rasen sollte man nur im Notfall Zuflucht nehmen, da erstere wegen ihres geringen spezifischen Gewichtes und ihrer Lösbarkeit dem Kiese nachsteht, und Rasen außerdem den Nachteil hat, nicht zwischen die Faschinen zu dringen. Nur bei Verwendung dürrer Faschinen kann Rasen zuweilen als Dichtungsmittel dienen, um das Durchfallen des Kieses zu verhindern.

Die aus den vorstehend besprochenen Bestandteilen hergestellten Packwerke oder Packfaschinen bestehen aus flach ausgebreiteten, etwa 20 cm dicken Lagen von Faschinen, welche mit höchstens 1 m von einander entfernten, 10 bis 15 cm dicken Würsten oder mit Flechtbändern niedergehalten werden, die letzteren werden in Abständen von 50 bis 60 cm durch 1,25 bis 1,5 m lange, 5 bis 8 cm dicke, zugespitzte Pfähle befestigt.

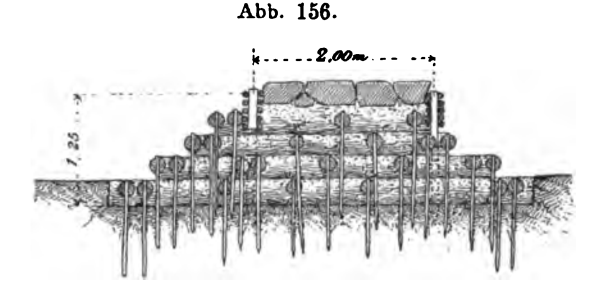
Dabei unterscheidet man Wedellagen, bei denen die Wipfel, und Spreitlagen, bei denen die Stammenden nach außen gekehrt sind. Statt der angeführten Bezeichnungen sagt man in Norddeutschland Schwipp- bezw. Stoppellage. Sowohl Spreitlagen, als auch Wedellagen werden aus ganzen oder aus aufgehauenen Faschinen hergestellt. Zwischen je zwei Faschinenlagen kommt eine Schicht von belastenden Stoffen.

Packwerke besitzen bei richtiger Anlage und guter Ausführung ziemlich große Widerstandsfähigkeit gegen die Angriffe der Strömungen und des Eises, auch eine nicht geringe Dauer. Nur müssen Beschädigungen, denen sie wie alle Bauten an fließendem Wasser oft ausgesetzt sind, gründlich ausgebessert werden, sobald der Wasserstand dieses gestattet.

Die Krone eines solchen Packwerkbaues kann unter anderm durch Pflaster vor Abschwemmen bei höheren Wasserständen geschützt werden (Abb. 156). Dieses

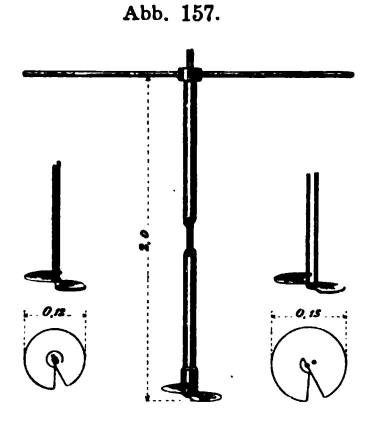
gewöhnlich aus unregelmäßigen Bruchsteinen bestehende Pflaster wird durch Flechtzäune begrenzt und ruht auf der obersten Kieslage. Wo die Steindecke zu teuer ist, stellt man wenigstens eine Abdeckung aus grobem Kies oder Rasen her. Kann auf der Packwerkkrone Strauchwerk wachsen, so schützt dieses die Krone auf die natürlichste Weise, wenn auch nicht so kräftig, wie eine Steindecke.

Abb. 156.



In neurer Zeit nimmt die Verwendung des Eisens beim Packwerkbau mehr und mehr zu. An Stelle der Spickpfähle benutzt man bei Bauten, welche von Strömung und Eisgang zu leiden haben, Bückings Schraubenanker. Dieselben bestehen je aus einem in der Mitte hufeisenförmig gebogenen Draht, an dessen unterem Ende sich eine schraubenförmig aufgebogene Blechscheibe befindet (Abb. 157). Sie werden mittels eines hohlen Schlüssels, welcher bis auf die Scheibe reicht, in den Boden eingeschraubt und sind bei Faschinenwerken verschiedener Art den Pfählen vorzuziehen, weil sie sich sowohl in den Boden, als auch in Packwerk leicht eindrehen lassen, aber sich nicht lockern. Die Schraubenanker ermöglichen die Herstellung einer sehr festen, oben glatten Abdeckung, die auch bei Eisgang nicht leicht zerstört werden kann.

Abb. 157.



Die Würste können durch Drahtschnüre[216]) ersetzt werden, welche etwa 10 m lang sind und aus zwei, seltener aus vier Drähten bestehen, die seilartig in der Weise zusammengedreht sind, daß in gleichmäßigen Abständen von 0,6 bis 0,8 m ringförmige Ösen zum Durchstecken der Buhnenpfähle offen bleiben. Damit die fertig genagelte Drahtschnur auf dem Packwerk straff anliegt, werden die Pfähle zweckmäßig, von einem Ende der Schnur beginnend, nach einander eingetrieben und zwar etwas schräg, damit sie die Schnur beim Eintreiben anspannen. Bei der großen Widerstandsfähigkeit der Drahtschnüre gegen Zug kann mit ihnen das Packwerk fest geschnürt werden, wodurch seine Festigkeit und Dauer erheblich vermehrt wird. —

Wenn die Strömungen heftig und die Wassertiefen sehr groß sind, stellt man behufs Gewinnung eines widerstandsfähigen Grundbaues Sinkkörper her, unter denen die Senkfaschinen, die Sinkwalzen und die Sinkstücke die wichtigsten sind.

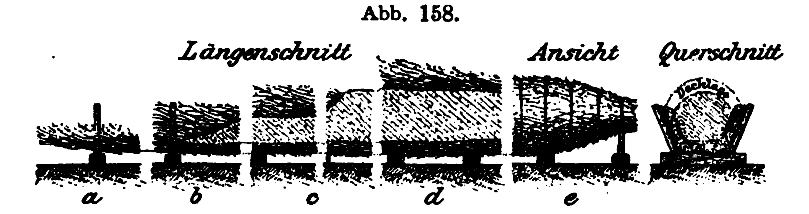
---

[216]) Zentralbl. d. Bauverwaltung. 1901. S. 431.

Senkfaschinen oder Sinkwellen sind 4 bis 9 m lange, mindestens 50 bis 60 cm in der Mitte dicke, zigarrenförmige Körper aus dichtem, mit den Enden verwechselt gelegtem Busch, das Innere besteht aus Kies oder Bruchsteinen. Eine Abart der Senkfaschinen bilden die an Gebirgsflüssen zuerst von Gumppenberg angewandten endlosen Senkfaschinen oder Sinkwalzen, welche zuweilen in Längen von 100 bis 200 m hergestellt und verlegt werden und auf die bei Besprechung der Durchstiche zurückzukommen ist.

Die Senkfaschinen werden in der Nähe der Verwendungsstelle entweder auf dem natürlichem Gelände, auf der Krone der durch sie zu schützenden Bauten oder auf besonderen Gerüsten, Schiffen und Flößen in folgender Weise hergestellt. An dem Bordrande, von wo die Senkfaschinen in das Wasser gewälzt werden sollen, werden Böcke (Abb. 158) senkrecht zur Achse der herzustellenden Senkfaschine und etwa 0,9 m voneinander entfernt, in einer Reihe aufgestellt. Jeder Bock besteht aus

Abb. 158.



einer zweiseitig beschlagenen Schwelle, in welche zwei hölzerne Stäbe schief eingesteckt sind. In der so gebildeten Bank wird nun die Sinkwelle folgendermaßen gefertigt.

Zunächst wird eine hinreichend dicke Lage Faschinenholz in Muldenform sorgfältig eingebracht, so daß zwischen den einzelnen Reisern ein gehöriger Verband und ein dichtes Gefüge entsteht, durch welches die Kiesfüllung nicht hindurchfällt. Dann schüttet man Kies, seltener Stein hinein, unter gleichzeitiger Erhöhung der Faschinenpackung zu beiden Seiten. Nach vollständiger Einbringung der Füllung wird diese mit Strauch sorgsam bedeckt, worauf man das Ganze in Abständen von 0,3 bis 0,45 m mit Draht fest zusammenbindet. Die Faschinenhülle ist im fertigen Zustande der Sinkwelle etwa 10 cm dick.

Abb. 158 zeigt der Reihe nach alle Zustände der Vollendung, nämlich bei a das Verlegen der Grundlagen, bei b das Einbringen der Seitenlagen und die halbe Kiesfüllung, bei c die Vervollständigung der Seitenlagen, bei d das Aufbringen der Decklage und bei e die Ansicht eines fertigen Endes.

Nach dem Binden kann man mittels Hebebäumen die Sinkwelle von der Unterlage abwälzen[217]), nachdem man vorher die Stäbe der Böcke an der betreffenden Seite herausgezogen hat.

Sinklagen heißen matten- oder polsterartige Faschinenkörper, welche man schwimmend auf das Wasser bringt und durch Belastung mit Steinen, Schotter oder Sand ganz oder zum Teil bis auf die Flußsohle versenkt.

Die aus Buschwerk bestehenden Sinkstücke, welche nicht selten 6 bis 8 m breit, 12 bis 18 m lang und 1 bis 2 m dick, unter Umständen aber erheblich größer

[217]) Über das Auswerfen der Senkfaschinen siehe Handb. 3. Aufl. Kap. XI, S. 326.

sind und auf der Oberfläche mit Steinen beschwert werden, erhalten einen unteren und oberen Rost von kreuzweise in 0,8 bis 0,9 m Abstand gelegten Würsten, die an einer Anzahl Kreuzungspunkte — im Innern je der zweite bis vierte, an den Kanten alle — durch um Buhnenpfähle geschlungene „Luntleinen" oder durch Drähte miteinander verbunden werden. Die einzelnen Faschinen packt man, mit den Wipfelenden nach innen, in zweifachen Schichten kreuzweise übereinander. Zum Festhalten der Belastungsstoffe werden an den Kanten und auf der Oberfläche Flechtzäune geschlagen und an den Ecken werden durch Taue feste Punkte zur Leitung beim Versenken gebildet. Die Versenkung geschieht zwischen verankerten Schiffen, von denen aus auch die Belastung, zunächst an den Kanten, aufgebracht wird.

Abb. 159. Grundriß und Längenschnitt. M. 1:200.

Die Herstellung der Sinkstücke (Abb. 159) erfolgt bei mäßiger Länge auf besonderen Böden am Ufer oder auf Schiffen, von wo sie in das Wasser geschoben, an die Verwendungsstelle geflößt und dann durch Aufwerfen der Steine versenkt werden. Man verwendet Sinkstücke zum Ausbau tiefer Stellen des Flußbettes, zur Befestigung größerer Flächen desselben, sowie im allgemeinen als Ersatz des Packwerks, wo dieses nicht ausführbar oder doch weniger zweckmäßig ist.

76. Pflanzungen. Schlickfänge. Decklagen[218]). Der Nutzen der Buschpflanzungen beschränkt sich nicht auf die im vorigen Artikel besprochene Verwendung des Strauchs zu Faschinenwerken und auf den oft ansehnlichen Geldertrag, den namentlich Weidenpflanzungen liefern. Wichtiger als dieses ist, daß die Pflanzungen bei der Sicherung der Ufer und bei Herbeiführung einer regelmäßigen Gestaltung der Gelände neben den Ufern sehr gute Dienste leisten.

Die Äste und Zweige des Gebüsches hemmen die Bewegung des Wassers so sehr, daß nicht nur die schweren, vom Strom auf dem Boden fortgeschleppten Massen liegen bleiben, sondern daß auch die feinen, in dem Wasser schwebenden Stoffe niedersinken und eine fruchtbare Erdschicht bilden, auf welcher später eine andere Benutzungsart des gewonnenen Bodens möglich wird.

Ferner sind die Pflanzungen auch insofern nützlich, als der Boden durch ihre Wurzeln befestigt wird, sodaß er einer heftigen Strömung und selbst einem nicht zu starken Wellenschlage widersteht. Diesen günstigen Einfluß äußern aber die Pflanzungen nicht nur auf horizontale Flächen, sondern selbst auf Böschungen, sie sind deshalb zur Erhaltung der Ufer überaus wichtig. Auch die Verlandung der Altwasser

[218]) Handbuch (3. Aufl.) Kap. XI, S. 330, 389, 397. — Hagen. Handb. d. Wasserbaukunst (3. Aufl.) II. Teil, 2. Band, S. 192.

wird durch richtig angelegte Weidenpflanzungen, welche den Boden, auf dem sie sich befinden, schnell erhöhen, wesentlich unterstützt.

Insofern die Erhöhung des Bodens durch gleichmäßigen Niederschlag des Sandes und Schlammes einen Hauptzweck der Pflanzung bildet, muß man besonders dafür sorgen, daß das Wasser unmittelbar über dem Boden vielfache Hindernisse findet, und daß sich daselbst keine starke Strömung bildet. Die Pflanzung darf sich daher in der Regel nicht in hochstämmige Bäume verwandeln, sondern muß womöglich niedriges Strauchwerk bleiben. Zu diesem Zweck ist sie von Zeit zu Zeit und zwar so oft die Zweige die für Faschinenholz erforderliche Länge und Stärke erreicht haben, dicht über dem Boden abzutreiben. Je häufiger dies geschieht, um so kräftiger bleibt die Pflanzung. In vielen Fällen erfolgt das Abholzen in Zeiträumen von zwei, oder höchstens von drei bis vier Jahren.

Hat die Weidenkultur ihren Zweck erfüllt und den Boden bis zur Höhe des Wiesengrundes erhöht, so erfolgt die fernere Erhöhung nur sehr langsam und der kräftige Wuchs des Weidengebüsches hört teils aus diesem Grunde, teils auch wegen der zunehmenden Trockenheit auf. An einzelnen Stellen stirbt das Strauchwerk ab, und bei gehöriger Wartung findet sich daselbst ein gesunder Rasen ein, den man durch vollständige Ausrodung des Weidengebüsches nach und nach über die ganze Fläche verbreitet, womit die Ausbildung des Geländes beendet ist.

Eine gleichmäßige Verteilung der Pflänzlinge bei neuen Pflanzungen ist Regel, aber nicht immer zweckmäßig. Flächen, hinter welchen Vertiefungen liegen, darf man nicht in der ganzen Breite bepflanzen, sondern man macht die Pflanzung schräg gegen die Stromrichtung in Bändern von 20 bis 40 **m** Breite und in Abständen von etwa der doppelten Bandbreite; hierdurch wird das Sinkstoffe führende Wasser nach der Vertiefung gewiesen, die es aufschlicken soll. Überhaupt müssen die Pflanzungen so angeordnet werden, daß das Hochwasser zu tiefliegenden Stellen ungehinderten Zutritt hat und daß das Wasser auch wieder abfließen kann, damit es sich oft erneuert.

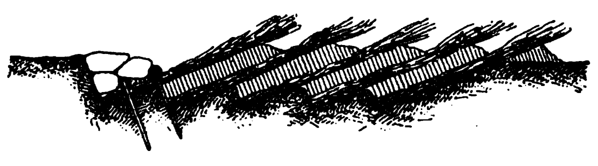
An solchen tiefen Stellen kann man auch Schlickfänge anlegen, um die Verlandung zu befördern. Diese sind in der Regel Flechtzäune, welche die Strömung durchqueren, kräftigere Anordnungen sind jedoch nicht ausgeschlossen. Die Flechtzäune bilden keine dichtschließende Wand, werden somit einigermaßen durchströmt, sie bewirken eine Aufschlickung an der Unterwasserseite, während oberhalb die gröberen Sinkstoffe liegen bleiben. Bei leicht beweglichem Untergrunde muß der Fuß des Zauns gegen Auswaschung gesichert werden, beispielsweise durch eine Steinschüttung.

Mitunter verwendet man als Schlickfänge sogenannte Rauschen. Dies sind dichte Reihen von kräftigen Reisern, welche stromabwärts geneigt mit ihren Stammenden eingegraben werden. Man kann sie dadurch verstärken, daß man über die Stammenden Würste nagelt und mehrere Reihen hintereinander stellt.

Mit den Rauschen nahe verwandt, sind die in Bayern häufig verwendeten Schuppen, welche in der Weise hergestellt werden, daß man frische Weidenfaschinen etwa 1 **m** lang abhackt und lagenweise in Gräben einlegt. Die Weiden sind stromab gerichtet, wie in Abb. 160 im Schnitt dargestellt ist. Jede vorangegangene Lage wird mit dem Aushub für die folgende bedeckt; das obere Ende wird mit Würsten festgenagelt, und nötigenfalls durch einen Steinwurf gesichert.

Decklagen werden vorzugsweise an Böschungen verwendet, dieselben sollten dabei nicht steiler, als zweimalig sein. Die Decklagen werden aus Rasenziegeln oder aus Faschinenwerk oder aus Steinen gebildet.

Abb. 160.

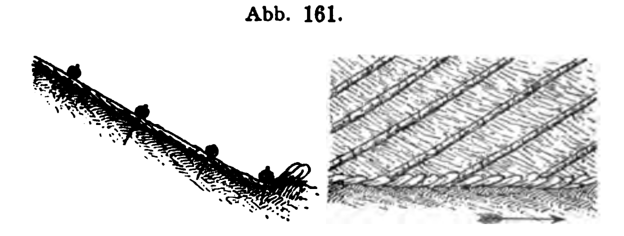


Rasenziegel oder -soden werden mit möglichst engen Fugen verlegt und können mit kleinen Spickpfählen genagelt werden. Fugen, welche in der Stromrichtung durchlaufen, sind zu vermeiden[219].

Bei den Decklagen der Faschinenwerke werden entweder abgestorbene oder lebende (frische) Reiser verwendet. Lagen aus abgestorbenen Reisern genügen für einige Zeit, sind aber nicht dauerhaft. Frische Reiser, namentlich Weiden, bilden Wurzeln und Zweige, wodurch die Böschung auf die Dauer geschützt wird. Die Benennungen sind Spreutlage und Rauhwehr, die erstgenannte Bezeichnung scheint jedoch in Süddeutschland wenig gebräuchlich zu sein.

Bei den süddeutschen Rauhwehren wird auf dem Ufer eine etwa 10 cm starke Lage von Weidenreisern gleichmäßig ausgebreitet und mittelst darüber genagelter Wippen- oder Flechtwerksstränge auf dem Boden befestigt. Die Reiser und die unter sich gleichlaufenden Bänder sollen sich kreuzen; die ersteren verlaufen am besten mit abwärts gekehrten Wedeln, in der Stromrichtung abfallend, die Bänder dagegen ansteigend (Abb. 161). Hierdurch wird die Aufschlickung der Böschung am besten gefördert, und die am Fuße derselben befindlichen Wedel schützen sie einigermaßen vor Unterkolkung. Als Saum längs der Sohlenkante ist ein Wippen- oder Flechtwerkstrang zweckmäßig.

Abb. 161.



Die norddeutsche Spreutlage ist ähnlich, jedoch werden dabei die Reiser meistens senkrecht zum Stromstrich und die Würste wagerecht gelegt. Wenn frische Reiser verwendet werden, wird in beiden Fällen eine Decke aus fruchtbarer Erde angebracht.

Über die norddeutschen Rauhwehre sagt Hagen: „Wenn zu besorgen ist, daß durch den Strom und das Eis die Würste einer Spreutlage nebst der aufgebrachten Erde forttreiben könnten, so bringt man die Pflanzenreiser, welche in diesem Falle in viel größerer Anzahl zur Anwendung kommen, in der Art an, daß ihre Wipfelenden, die jedesmal stromabwärts gekehrt sind, die äußere Decke bilden. Hierdurch entsteht ein sogenanntes Rauhwehr." Hinsichtlich der Einzelheiten und der Herstellung weichen diese Rauhwehre von den oben besprochenen Rauschen und Schuppen nur wenig ab.

---

[219]) Über Rasendecken der Deiche vergl. Kap. XII, S. 696.

Steine werden benutzt zu leichten Pflasterungen (vergl. Abb. 156, S. 257), ferner um den Faschinenwerken unter Wasser eine schützende Decke aus Steinbrocken zu geben, endlich zu sogenannten Abrollungen. Dies sind Lagen aus geworfenen, mäßig großen Bruchsteinen, welche unter Umständen die Böschungen eine Zeit lang recht gut schützen.

Schließlich ist noch die Verwendung der Pflanzungen bei Schiffahrts-Kanälen zu erwähnen.

In den Kanälen entstehen auch bei geringer Fahrgeschwindigkeit durch die Schiffe, zum Teil auch durch den Wind, Strömungen und Wellen. Aber selbst kleinere Wellen greifen den oberen Teil der Böschungen des Wasserquerschnitts und die darüber liegenden Stellen im Laufe der Zeit merklich an und die Einwirkungen des Frostes vergrößern diese Beschädigungen. Durch Pflanzungen können dieselben erheblich gemildert werden, denn mit der Mäßigung der Geschwindigkeit des Wassers, welche beim Durchströmen der Pflanzungen eintritt, ist eine Verminderung der lebendigen Kraft desselben verbunden, so daß die Pflanzungen die im Bereiche der Wellen liegenden Teile des Querschnittes einigermaßen schützen. Pflanzungen aus Buschholz (Abb. 162) scheinen sich hierbei weniger zu bewähren, als solche aus Schilf und Rohr (Reth). Früher war für die Bermen, auf denen derartige Pflanzungen angelegt wurden, eine Breite von 0,5 m üblich, es wird jedoch empfohlen diese Breite zu vergrößern. Beim Elbe-Trave-Kanal hat man denselben 3 bis 5 m Breite gegeben und verwendet daselbst neuerdings nur Rohr.[220])

Abb. 162.



77. Befestigung der Kanal- und Flussufer. Die Kanalufer werden, wie bereits erwähnt, hauptsächlich durch die von den Fahrzeugen verursachten Wellen angegriffen und bei Verwendung von Dampfschiffen werden die Wellen höher, sie greifen deshalb auch in größerer Tiefe an, auch die Strömungen neben den Schiffen werden kräftiger. Es kommt aber nicht allein die Geschwindigkeit, sondern auch die Größe des Verkehrs in Betracht. Wenn dieser lebhaft ist, sind die im vorigen Artikel besprochenen Schutzmittel unzureichend, so daß regelrechte Uferbefestigungen ausgeführt werden müssen.[221])

Weil der Wasserspiegel der Schiffahrtskanäle nur mäßigen Schwankungen unterliegt, genügt in der Regel eine Befestigung des mittleren Teils der Böschungen; in der Nachbarschaft der Kammerschleusen, woselbst erhebliche Strömungen vorkommen, muß man aber die Befestigung bis zur Kanalsohle ausdehnen.

Eine Befestigung des mittleren Teils der Böschungen läßt sich nur dann dauerhaft herstellen, wenn ein Fuß vorhanden ist, welcher nicht allein standfest sein, sondern die schützende Decke auch gegen Unterwaschung schützen muß. Hierzu dienen gewöhnlich Pfahlwände und dergl. nebst einer davor liegenden Berme. Bei einigen in neuerer Zeit an der Oder-Spree-Wasserstraße ausgeführten Versuchsstrecken liegen diese Bermen in 0,5 m Tiefe unter dem Wasserspiegel und sind 1,0 m breit.

---

[220]) Ausführliche Mitteilungen über Uferdeckungen durch Rohr, Schilf und Weiden macht Gerhardt. Zeitschr. f. Bauw. 1897. S. 453.

[221]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XV., S. 364, 395 u. 399.

Bei Seekanälen genügen diese Abmessungen nicht. Am Nord-Ostsee-Kanal liegen die Unterwasserbermen 2,0 m unter Mittelwasser und sind mindestens 2,5 m breit, vergl. Abb. 152, S. 241. Größere Breiten schwächen die Kraft der anlaufenden Wellen, die Bermen sind deshalb da, wo es ohne erhebliche Kostenvermehrung geschehen konnte, bis 9,5 m breit.

Die oberhalb der Pfahlwand liegende Uferbefestigung kann ein Pflaster aus natürlichen Steinen sein. Ein Beispiel für einen Binnenkanal bietet eine Strecke des Rhein-Schie-Kanals (Abb. 163) zwischen Delft und dem Haag. Die Sohlenbreite des Kanals, auf dem die Dampfer mit einer stündlichen Geschwindigkeit von 9 km fahren dürfen, beträgt 16,5 m. Der Boden besteht wechselnd aus einem Gemisch von Ton und Torf oder Ton und Sand. Die Uferbefestigung besteht aus einer abgestützten und verankerten Bohlwand, an die sich eine auf einer Lage Steinbrocken ruhende Basaltböschung anschließt, unter dieser befindet sich eine Lage Ton, welche namentlich bei torfigem, nachgiebigem Untergrunde am Platze sein wird. Verankerungen der stützenden Holzwände werden neuerdings auch durch Schraubenanker mit Erfolg hergestellt.

Abb. 163. M. 1 : 80.

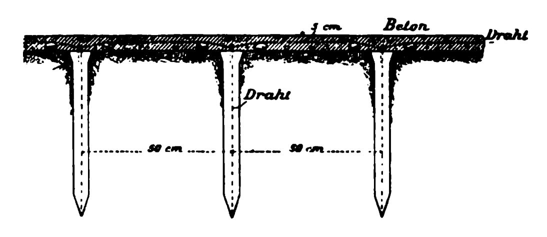


Ein Pflaster ist ferner an dem Suez-Kanal, dessen Sohlenbreite ursprünglich 22 m betrug. später aber auf rund 35 m vergrößert wurde, verwendet. Bei der Verbreiterung des Kanals wurden die Böschungen nach Bedarf mit einem Pflasterstreifen von 1 m über Hochwasser bis 2 m unter Niedrigwasser versehen.

Am Nord-Ostsee-Kanal sind die Uferbefestigungen je nach der Örtlichkeit in vier verschiedenen Formen (Schüttungen aus Backsteinbrocken und dergl., Schüttungen aus gespaltenen Granitfindlingen auf Unterbettung, Backsteinpflaster auf einer Klaischicht, unten Sandbeton und oben Backsteinpflaster auf Unterbettung) hergestellt. Näheres siehe Zentralbl. d. Bauverw. 1891. S. 204.

Die Beschaffung natürlicher Steine verursacht, namentlich beim Neubau von Schiffahrtskanälen, unter Umständen sehr große Transportkosten, während diese vergleichsweise gering ausfallen, wenn man Zement und in der Nähe der Baustelle befindliche Stoffe (Kies und Sand) verwendet, also die Uferbefestigung aus Beton herstellt, wobei Eiseneinlagen mit Nutzen angebracht werden können. Die genannten Umstände sind auch bei Seeufern nicht selten vorhanden, die zu besprechenden Anordnungen sind deshalb auch für den Seeuferbau wichtig.

Abb. 164.



Die älteste hierher gehörige Uferbefestigung hat Möller erfunden. Er verwendet Zement-Erdanker (Abb. 164), bei deren Herstellung 5 cm weite und mindestens 50 cm tiefe Löcher, die je einen Hakendraht aufnehmen, in

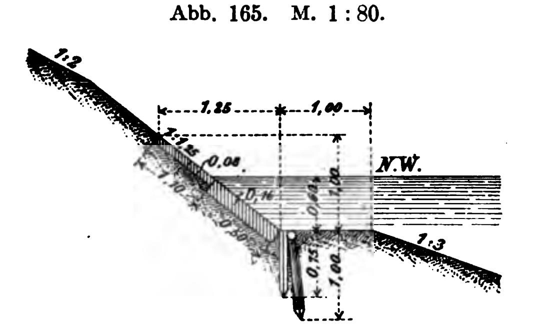
den Boden gemacht und mit Zementmörtel vergossen werden. Die Haken fassen über Längsdrähte, welche man nach Erhärtung des Mörtels mit kleinen Steinen unterlegt, um die Drähte vom Boden abzuheben; hierdurch wird Umhüllung derselben mit dem in mindestens 5 cm Dicke aufzustampfenden Beton erreicht. Eine solche Uferbefestigung hat keine Fugen.

Widerstandsfähiger, aber kostspieliger, ist die Uferbefestigung von Rapitz[222]). Dieselbe besteht aus einem Eisenrost, der eine starke Zementbetonschicht umgibt und durch kräftige Anker festgehalten wird. Die in das Erdreich eingeschrobenen Anker sind an ihren oberen, den Boden um 20 cm überragenden Enden mit einer Gabelung versehen, in welche 75 auf 60 mm starke Flacheisen eingelegt und durch Splinte festgehalten werden. Diese den Rost bildenden, sich kreuzenden Flacheisen legt man an den Kreuzungspunkten flach um, verbindet sie daselbst durch Vernietung miteinander, breitet dann ein aus 6 mm starkem Rundeisen hergestelltes Netz von 0,25 m Maschenweite darüber aus und vereinigt dieses durch Bindedraht mit dem Flacheisenrost. Das Eisenwerk wird nun mit einer aus Ziegelbrocken, Kies und Zement bereiteten Betonmasse in einer Stärke von 20 cm umhüllt und die Oberfläche wird mit Zementmörtel geglättet.

Bei den aus Beton bestehenden Uferbefestigungen des Dortmund-Ems- und des Oder-Spree-Kanals hat man bis jetzt einzelne Platten bevorzugt und hat dieselben meistenteils mit 0,50 m Breite und mit Längen bis 1,20 m ausgeführt. Die schmale Seite der Platten liegt in der Längsrichtung des Kanals. Die Fugen sind teilweise mit Moos gedichtet, es soll sich aber herausgestellt haben, daß bei engem Zusammenlegen der Platten eine Dichtung der Fugen entbehrlich ist.

Ein Beispiel gibt Abb. 165, welche den Querschnitt einer der auf S. 263 erwähnten Versuchsstrecken vorführt.

Abb. 165. M. 1 : 80.



Die Neigung des befestigten Teils der Böschungen ist 1 : 1,25. Die unteren Platten sind 16 cm, die oberen 8 cm stark, die letzteren haben Drahteinlagen, die unteren Platten haben dieselben nur zum Teil; beide haben 70 cm Breite. Auf ein Plattenpaar, welches die in der Abbildung vermerkten Abmessungen hat, folgt jedesmal ein anderes, bei welchem die unteren Platten 70, die oberen 90 cm lang sind. Die Platten bestehen aus Sandbeton (1 Teil Zement, 4 Teile Sand). Den Fuß bildet eine Holzwand, welche durch eine verholmte Pfahlreihe gestützt wird. Zwei andere Versuchsstrecken haben anders angeordnete Füße.

Über die Ergebnisse der genannten und anderer Versuche wird neuerdings regelmäßig berichtet[223]). Auf Grund dieser Ergebnisse wird man die jetzt noch

---

222) Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 294 und 1901, S. 73.
223) Vergl. unter anderm Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 193 u. 617.

offene Frage, welche Art der Uferbefestigung für neuere Schiffahrtskanäle wirtschaftlich die beste ist, beantworten können, sobald die Erfahrungen eines längeren Zeitraums vorliegen.

Flußuferbefestigungen [224]). Eine vollständig ausgebildete Flußuferbefestigung hat drei Teile: den Grundbau, den mittleren und den oberen Teil. Der obere Teil, welcher bei einheitlich gestalteten Durchflußquerschnitten zwischen Hochwasser und Mittelwasser liegt, ist den Angriffen des Wassers nur zeitweise ausgesetzt. Bei zusammengesetzten Querschnitten (vergl. Art. 48, S. 140) liegt er zwischen der bei Hochwasser überströmten Uferkante und dem Mittelwasser. Der mittlere Teil liegt zwischen Mittelwasser und Niedrigwasser; er ist den Angriffen der Wellen und der Strömungen dauernd ausgesetzt. Der untere, hauptsächlich von den Strömungen angegriffene Teil, der Grundbau, liegt zwischen dem Niedrigwasser und der Flußsohle.

Hier wird nur von dem mittleren und unteren Teil der Böschungen die Rede sein; für den oberen Teil pflegen die in Art. 76 besprochenen Decklagen zu genügen.

Der Grundbau soll der Annagung der Sohle und der Unterwaschung der Ufer ein Ziel setzen. Er darf nachsacken, also seine Höhenlage ändern, darf jedoch dabei nicht unwirksam werden; diesen Anforderungen entsprechen die Sinkkörper, s. S. 254. In ihrer einfachsten Gestalt sind es schwere Steine, die an der Verwendungsstelle einzeln in das Wasser geworfen werden. Hierdurch entstehen die sogen. beweglichen Steinwürfe, welche auch Vorwürfe genannt werden. Die einzelnen Steine dürfen weder mit dem Bauwerk, welches sie vor Unterspülung schützen sollen, noch unter sich in einem ihre Beweglickkeit hindernden Verbande stehen und werden daher meistens aufs Geratewohl dem Bau vorgeworfen. Abb. 166 zeigt einen Vorwurf am Fuße eines Bahndammes der Brennerbahn.

Abb. 166.



Außer beweglichen gibt es auch feste Steinwürfe. Bei Herstellung der letzteren wirft man die Steine derart, daß der unter Wasser herzustellende Steinkörper die beabsichtigte Gestalt annähernd annimmt. Sobald man die Steine mit Stangen erreichen kann, sucht man sie so gut als möglich zu lagern und zu ordnen. An der Oberfläche angelangt, stellt man einen rohen Verband und eine hinreichend ebene Grundfläche für die Auflagerung des Bauteiles her, dem der Steinwurf als Unterlage oder Unterstützung dienen soll.

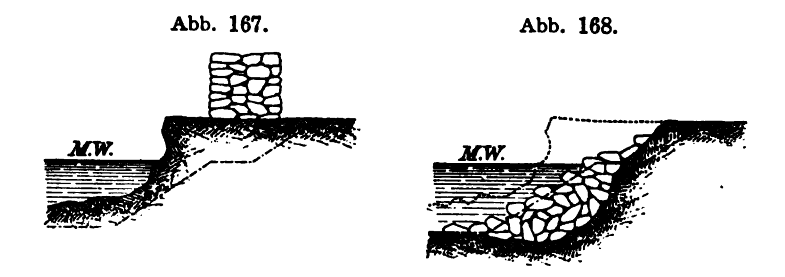
Steinwürfe besonderer Art sind die unter anderm an bayerischen Flüssen mit großem Nutzen angewendeten Steinschlauen (Abb. 167), welche aus Steinhaufen von rechteckigem Querschnitt bestehen, die längs des Flusses auf dem Ufergelände errichtet werden und den Zweck haben, Uferbrüchen Einhalt zu tun, sobald dieselben bis zu einer gewissen Grenze gelangt sind. Ist der Uferabbruch bis unter den Fuß des Steinhaufens vorgerückt, so stürzt derselbe in der Richtung gegen den Fluß ein (Abb. 168) und bildet einen einstweiligen Uferschutz. Die Fertigstellung der endgültigen Uferbefestigung geht hierauf in einfacher Weise vor sich.

---

[224]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XI, S. 318, 330, 352, 367.

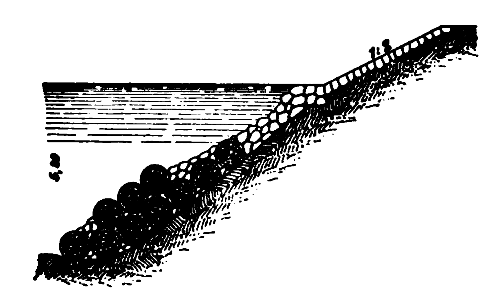
Bewegliche Steinwürfe werden bekanntlich auch bei Brücken mit Erfolg verwendet, um die Pfeiler vor Unterwaschung zu schützen. Wenn sie stark versacken ist eine Ergänzung rechtzeitig vorzunehmen.

Abb. 167. Abb. 168.



Auch Senkfaschinen (Abb. 169) werden für den Grundbau nicht selten benutzt; sie sind dauerhaft und gewähren den Vorteil, daß sie, ähnlich wie Steinschüttungen, entstehende Vertiefungen selbsttätig beseitigen. Dabei bedecken die in der Richtung des Flusses nebeneinander liegenden Senkfaschinen in Reihen mit normal zum Fluß gekehrten, durchgehenden Fugen die Böschungsfläche bis zur Flußbettsohle. Die erste auf dem Ufer gefertigte Senkfaschine wird an der Böschung bis zur Sohle herabgerollt und bildet alsdann eine Stütze für die nächstfolgende und so fort. Am Fuße der Böschung pflegen aus den Senkfaschinen zwei oder drei Lagen gebildet zu werden.


Abb. 169.



Von der Bildung des Grundbaues aus Sinkwellen (Sinkwalzen) wird in Art. 80 die Rede sein.

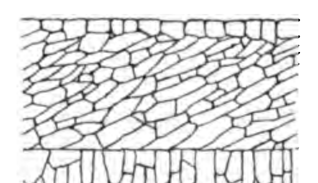
Für den mittleren Teil der Flußuferdeckungen, für den oft eine Neigung der Böschungen von 1 : 2 angenommen wird, ist ein Pflaster aus großen frostbeständigen Steinen das Beste. Die Pflasterungen werden beim Flußbau meistens aus Bruchsteinen hergestellt. Richtig aufgeführt besitzen sie große Widerstandsfähigkeit und Dauer. Verderblich werden ihnen hauptsächlich die Geschiebe, welche das Pflaster bald abnützen und durchschleifen, wenn sie unter dem Einfluß großer Schleppkraft darüber hinstreichen, weshalb tunlichst große Steine verwandt werden sollen.

Die Pflastersteine müssen eine Unterlage haben, welche nicht durch das Wasser gelöst und zwischen den Fugen herausgespült werden kann. Wird also das Pflaster nicht wasserdicht ausgeführt, d. h. in Mörtel versetzt, was aber nur selten geschieht, und ist der gewachsene Boden von leichter Beschaffenheit, so muß es eine hinreichend dicke Grundlage aus Kies oder Schotter erhalten.

Die Zwischenräume zwischen den Pflastersteinen werden mit Kies oder kleineren Steinsplittern satt und sorgfältig ausgefüllt. Die Steine sollen, damit sie nicht durch

Treibeis, Treibholz und dergl. herausgerissen werden, tief einbinden. Durchlaufende Fugen in der Stromrichtung sind fehlerhaft; bei einer Sohlenpflasterung sollten daher die Fugen nach der Querrichtung verlaufen, und bei einem Böschungspflaster, so wie Abb. 170 zeigt, sanft ansteigen. Derartige Fugen werden nicht ausgewaschen, sondern mit Sinkstoffen verlegt. Es kommen aber auch steiler stehende Fugen vor, selbst solche, die in einer lotrechten Ebene durchgehen.[1]

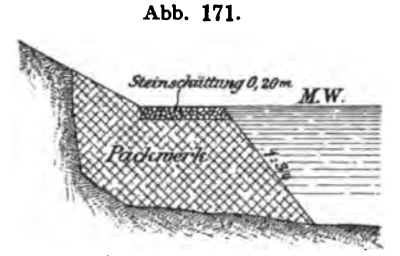
Abb. 170.



Die Wirkung grober Sinkstoffe, welche unter starkem Druck mit den Kanten der Steine in Berührung kommen, ist der Wirkung der Wagenräder auf gepflasterten Fahrbahnen einigermaßen verwandt und die Regel, daß man Fugen, die in der Richtung der Bewegung durchgehen, vermeiden muß, ist bekanntlich auch für Straßen gültig.

Wenn die Beschaffung guter Pflastersteine zu kostspielig ist, auch bei nachgiebigem Untergrunde usw. kann man zur Befestigung des mittleren und unteren Teils der Böschungen Packwerk verwenden (Abb. 171). Dasselbe gestattet etwas steilere Böschungen als das Pflaster und läßt sich mit Hülfe versenkter Lagen auch unter Wasser ausführen.

Abb. 171.



Die Lagen, welche aus Faschinen, Würsten, Spickpfählen und beschwerenden Stoffen gebildet werden (vergl. S. 256), sind genügend weit in das Uferland einzubinden und daselbst zu versichern. Je lockerer der Boden, je stärker die Strömung und je niedriger die Ufer, desto kräftiger muß man diese sogenannte Wurzel des Werks machen. Vom Ufer ab stellt man dann auf der Oberfläche des Wassers floßartige Schichten her, wovon die erste unmittelbar mit der Wurzel zusammenhängt und eigentlich nur eine Fortsetzung derselben bildet. Jede folgende Schicht wird über die vorangegangene um ein gewisses Stück gegen das Wasser vorgeschoben und auf der unteren festgepfählt. Vorher aber beschwert man die Lage durch Bekiesung so weit, daß ihre Oberfläche bis nahe an den Wasserspiegel sinkt. Die Schichten greifen also schuppenartig übereinander und laufen im fertigen Teile des Baues vom Wasserspiegel schief gegen die Sohle hinab.

Durch vorheriges Einwerfen von Senkfaschinen oder durch Auffütterung der ersten Lagen trachtet man dahin, daß die Lagen nach vollständiger Versenkung in einiger Entfernung vom Ufer eine Neigung von $1:1^1/_2$ bis $1:2$ erhalten. Als Dicke einer gleichmäßig starken, zusammengedrückten Lage kann man 80 bis 100 cm annehmen.

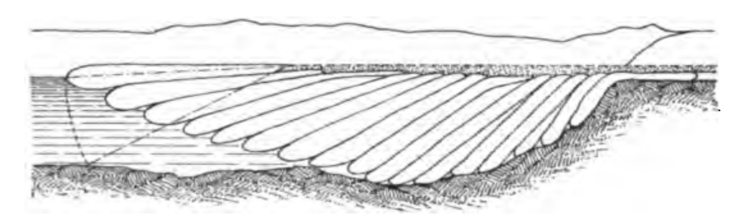
Einen Schnitt in der Längsrichtung eines solchen Werkes führt die schematische Abbildung 172 vor. Dieselbe zeigt den Vorgang beim allmählichen Senken der Lagen. Für die äußerste Lage ist der Weg, den ihr Ende beim Senken nimmt, durch eine gestrichelte und die endgültige Stellung ihrer Mittellinie durch eine strichpunktierte Linie angedeutet.

Die Längen und Breiten der einzelnen Lagen richten sich nach der oberen Breite des Werks, den Wassertiefen und den Böschungsneigungen; hieraus lassen

sich die Abmessungen des Grundrisses einer noch schwimmenden Lage bei Kenntnis der darstellenden Geometrie ohne Schwierigkeit ermitteln.

Die Art der Erbauung eines aus versenkten Lagen bestehenden Werks bringt


Abb. 172.



es mit sich, daß die Höhenlage der Oberkante des fertigen Werks von dem Wasserstande der Bauzeit abhängt. Wenn eine größere Höhe erforderlich ist, werden nach Bedarf wagerechte Packwerkslagen (Kronlagen) aufgebracht. Die oberste Kronlage erhält am besten eine Decke von Steinen. Auch die wasserseitigen Böschungen werden nicht selten mit Steinen einigermaßen bekleidet.

Wichtiger als für Uferbefestigungen ist der Packwerksbau mit versenkten Lagen für die in Art. 79 kurz zu besprechenden Werke, welche sich nicht in ihrer Längenerstreckung an das Ufer anlehnen, sondern nur durch ihre Wurzel mit demselben in Verbindung stehen.

Als Beispiel einer vollständig durchgebildeten Flußuferbefestigung[225]) diene das in Abb. 173 und 174 dargestellte Uferwerk einer in namhafter Strömung und bei einer Wassertiefe bis zu 8 m angeschütteten, von Pressel ausgeführten Dammstrecke der österreichischen Südbahn. Am Fuße des herzustellenden Dammkörpers entlang wurde eine Reihe Pfähle aus rohen Stämmen von durchschnittlich 19 cm Dicke geschlagen und davor ein Grundbau aus 9,5 m langen, mit Draht gebundenen Kiessenkfaschinen gebildet. Die Köpfe dieser Pfahlreihe wurden durch einen Holm verbunden und an diesem hingen mit den Stammenden, die Wipfel nach außen,

Abb. 173.

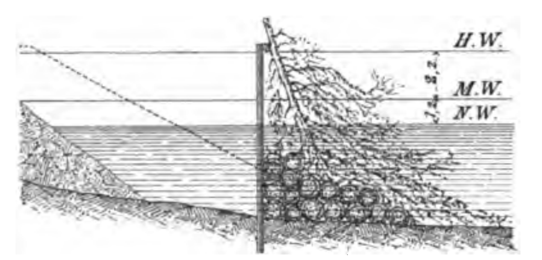
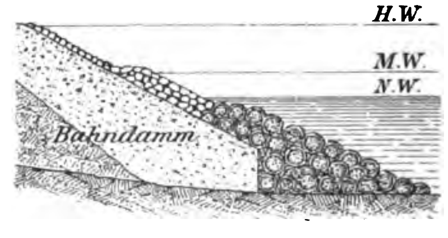


Abb. 174.



Rauchbäume, welche an der Baustelle das Wasser nicht nur beruhigten, sondern auch zur Geschiebeablagerung veranlaßten (Abb. 173). Belaubte Bäume, welche mit

[225]) Als Beispiele ungewöhnlich kräftiger Anordnungen von Uferbefestigungen sind im Handb. Kap. XI, S. 374 u. 375 zwei seit dem Jahre 1880 gültige Profiltypen für die Uferbauten am deutschen Oberrhein dargestellt.

den Stammenden am Ufer befestigt werden und mit den Kronen im Strome hängen, sind, nebenbei bemerkt, ein uraltes, erfolgreiches Mittel zur vorübergehenden Deckung von Uferabbrüchen, wenn Gefahr im Verzuge ist.

Die Böschung des vollendeten Dammes (Abb. 174) wurde unten mit Senkfaschinen und im mittleren Teil durch eine Steinschüttung befestigt, während im oberen Teile Buschpflanzungen verwendet sind.

78. Befestigung der Seeufer. (Seeuferbau.)[226]) In den Artikeln 63 und 64 ist nachgewiesen, daß die Stärke der Wellen des Meeres und ihr Angriff sehr verschieden sind, je nachdem die Küsten eine gefährdete oder eine geschützte Lage haben. Es ergibt sich, daß die Erhaltung der Lage der Uferlinien an gefährdeten Küsten außerordentlich schwierig und kostspielig ist, während man das Abbrechen geschützt liegender Küsten ohne sehr erhebliche Schwierigkeiten verhindern kann. Die Befestigungswerke müssen sich also schon aus diesem Grunde verschieden gestalten. Einen nicht geringeren Einfluß haben Ebbe und Flut; hieraus folgt unter anderm, daß die Befestigungen an der Nordsee meistenteils anders anzuordnen sind, als die an der Ostsee.

Verschiedenheit hinsichtlich der Form und der Bauweise der Seeuferbefestigungen ist ihnen überhaupt eigentümlich. Nach der Verschiedenheit der Lage lassen sich unterscheiden: „Die Deckung niedriger Ufer, welche vor sich ein höheres Watt oder dergleichen haben, von den Hochfluten aber überströmt werden; sodann die Deckung höherer, jedoch nicht am tiefen Wasser liegenden Ufer, welche also dem stärksten Wellenschlage ausgesetzt sind, und endlich die Deckung tiefliegender Ufer, bei denen weniger die Wellen, als die Strömungen in Betracht kommen."

Auch die Beschaffenheit des Baugrundes beeinflußt die Bauweise, insbesondere müssen die Befestigungen sandiger, namentlich feinsandiger Ufer widerstandsfähiger sein, als diejenigen toniger Ufer. Besonders der leicht bewegliche Sand der Dünen bereitet große Schwierigkeiten. Tonige und sandige Ufer sind deshalb bei ihrer Deckung verschieden zu behandeln, denn bei Befestigungen ohne eine vollständig dichte Oberfläche oder Unterfläche würden in einem sandigen Ufer bald große Höhlungen entstehen; derartige Befestigungen sind deshalb nur für Tonufer am Platze.

Es kommt ferner sehr in Betracht, ob nur ein zeitweiliger Schutz der Ufer durch eine Deckung oder ein dauernder Schutz durch eine Befestigung erstrebt wird. Zu einem zeitweiligen Schutz genügen Deckungen mit Busch, welche nach Art einer Spreutlage, jedoch dicker, aufgeführt werden, ferner solche aus Stroh, sogen. Strohbestickungen, auch Soden aus Rasen gewähren an geeigneter Stelle zeitweilig einen nicht zu verachtenden Schutz. Die erstgenannten Decklagen dienen auch zur Sicherung der Außenböschung der Seedeiche und ihre Einzelheiten pflegen beim Deichbau besprochen zu werden. Im Nachstehenden wird nur von den Uferbefestigungen die Rede sein; dieselben stehen gleichfalls in naher Beziehung zum Deichbau, weil jeder Deich, namentlich jeder Seedeich, in großer Gefahr ist, wenn zwischen dem Fuße der äußeren Böschung und dem Wasser nicht ein Streifen Landes

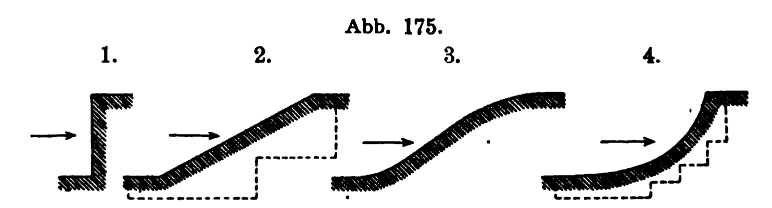
---

[226]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XII, S. 700; Kap. XVII, S. 173. — Franzius. Der Wasserbau im Handb. d. Baukunde, S. 53. — Hagen. Handb. d. Wasserbaukunst. 3. Teil. II. Bd., S. 16 u. 21.

liegt und die Ufer dieser Streifen (der sogenannten Außendeiche) müssen mit derselben Sorgfalt vor dem Angriff der Wellen geschützt werden, wie der Deich selbst.

Über die Form der äußeren Begrenzung des Querschnitts der Seeuferbefestigungen ist folgendes zu sagen: „Es lassen sich nur vier wesentlich verschiedene Formen bilden: die gradlinig steile, die gradlinig schräge, die nach oben

Abb. 175.



konvexe und die nach oben konkave Form (Abb. 175). Allerdings lassen sich diese Formen auch zusammensetzen."

„Die gradlinigsteile Form gestattet eine Ausführung entweder in starkem Holz oder solidem Mauerwerk. Sie erfordert, namentlich bei ersterem, das wenigste Material und den kleinsten Raum und schützt die hinterliegende Oberfläche, weil sich die Wellen großenteils davor zerstören oder brechen, aber sie befördert bei nicht festem Vorgrunde leicht eine Vertiefung desselben."

„Die geradlinig schräge Form ermöglicht in der Regel die leichteste Ausführung, leidet jedoch an dem Übel, daß der obere Teil in der Regel einem stärkeren Angriff ausgesetzt ist, als der untere und daß die Welle mit starker Vorwärtsbewegung sich auf das obere Ufer stürzt, sowie bei dem Rückfluß unter Umständen den Vorgrund heftig angreift."

„Um den ersten Nachteil zu vermeiden, hat man die im oberen Teile konvexe Form angewandt, unten entweder gradlinig oder konkav nach oben. Hierdurch wird allerdings der Wellenstoß auf den oberen Teil sehr geschwächt, indem die Welle nur noch hinüberrollt, aber es wird auch gerade dadurch der Angriff auf den dahinter liegenden Uferstreifen wesentlich vermehrt."

„Mit Rücksicht hierauf kam die in dem oberen Teile konkave Form zur Anwendung, weil bei dieser die Welle gezwungen wird, nach oben zu springen. Wenn dabei das Profil oben senkrecht oder gar nach vorn übergeneigt aufhört, so muß die Welle in sich selbst zurückstürzen."

Hierzu ist noch zu bemerken, daß bei glatter und geradlinig geböschter Fläche die Wellen besonders hoch anlaufen, so daß entweder die Oberkante der Böschung sehr hoch liegen, oder nebst dem anschließenden Teil des oberen Ufers gegen den Wellenstoß sorgfältig geschützt sein muß. Die genannte Form ist deshalb vorzugsweise bei mäßigem Wellenschlag anwendbar und die Böschung kann dann eine Neigung von etwa $1:2^1/_2$ erhalten. Je stärker der Wellenschlag ist, desto flacher sind die gradlinig geböschten Flächen zu machen.

Die hintere Begrenzung der Querschnitte stimmt hinsichtlich ihrer Form meistenteils mit der äußeren Begrenzung im wesentlichen überein. Ausnahmen ergeben sich unter anderm, wenn bei Anwendung der Form 2 (Abb. 175) die Kante eines steil abgebrochenen Ufers nicht landeinwärts verschoben werden darf. Dann kommt es namentlich bei sandigem Untergrunde vor, daß eine aus natürlichen Steinen bestehende

Uferbefestigung mit kleinen Steinen hinterpackt wird oder sich an Faschinenwerk lehnt, wobei die ersteren den Nutzen haben, die Rückströmung der Wellen unschädlich abzuleiten. Man vergleiche auch Abb. 177, S. 274. Ferner kommen bei der Form 4 (Abb. 175) Abtreppungen der hinteren Begrenzung vor; notwendig scheinen dieselben aber nicht zu sein. Die genannten Begrenzungen sind in Abb. 175 durch gestrichelte Linien angedeutet.

Von Baustoffen werden vorzugsweise natürliche Steine verwendet und zwar in sehr verschiedenen Graden der Bearbeitung. Da aber natürliche Steine, namentlich solche von ansehnlicher Größe, mitunter schwer zu beschaffen, während in den Marschen sehr gute, hartgebrannte Backsteine (Klinker) erhältlich sind, greift man nicht selten zu diesen. Dieselben sind zwar nur klein, eine aus Klinkern hergestellte Decke hat aber enge Fugen und eine glatte Oberfläche, welche von den Wellen nur wenig angegriffen wird.

Zement und Beton werden hauptsächlich zu den unteren Lagen benutzt. Über Befestigungen, welche ganz aus Beton hergestellt sind, vergl. S. 268.

Wände aus starkem Holz kommen nur vor, wenn ein beschränkter Raum steile Begrenzungen erforderlich macht; dagegen sind Reihen kleiner Pfähle im Verein mit hochkantig gestellten Bohlen als Begrenzung der Steinböschungen sehr gebräuchlich. Auch in Decken aus unregelmäßigen Steinen sind kleine Pfähle am Platze, um Beschädigungen ein Ziel zu setzen; sie werden dann an den Kanten der größten Steine geschlagen. Eine Einteilung der Steindecken durch Pfähle, welche in sich kreuzenden regelmäßigen Reihen und mit regelmäßigen Abständen gestellt sind, ist nicht zu empfehlen.

Von den Faschinenwerken kommen Sinkstücke namentlich für den Grundbau und bei tiefem Wasser zur Verwendung. Eigenartig und dem Seeuferbau eigentümlich ist die Anwendung einer Lage von Busch oder verwandten Stoffen unter wagerechten oder mäßig geneigten, tief liegenden Steindecken. Es erscheint im allgemeinen nützlich, bei weichem oder losem zu schützenden Boden eine Unterlage mit solchem Material zu bilden, welches sich vermöge seiner Biegsamkeit dem Boden vollkommen anschmiegt, in diesem nur wenige Höhlungen zurückläßt und dabei die obere aus großen, harten und schweren Steinen bestehende Decke gut trägt und auch unter ihnen möglichst alle Höhlungen vermeidet. Dazu dienen nicht selten weicher Busch, Stroh, Heidekraut, Seegras und Tang. Es ist zu beachten, daß auf reinem Sandboden in mäßiger Tiefe selbst große, aber einzelne Steine durch ihren Druck und die bei jeder hinübergehenden Welle eintretende Bewegung des Sandes sehr bald ganz eingewühlt werden.

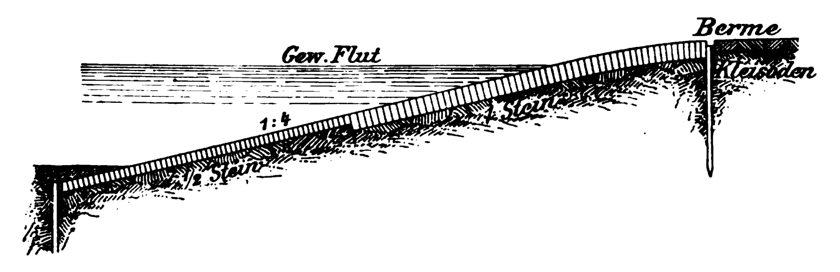
Für das Eisen gilt das auf Seite 257 Gesagte.

Näheres ergibt das Nachstehende. Die Beispiele zeigen, wie die Ausdehnung und die Stärke der Befestigungen nach Maßgabe der Örtlichkeiten zunehmen. Man beachte den Unterschied zwischen der Befestigung einer oldenburgischen, ziemlich geschützt liegenden Küste (Abb. 176) und den Dünenschutzwerken an gefährdeten Küsten (Abb. 179 u. 180). Zwischenglieder sind die Befestigungen an der Ostsee (Abb. 177) und die bei Geestemünde (Abb. 178), woselbt der Angriff der Wellen schon recht stark ist.

Im Oldenburgischen sind Befestigungen aus hartgebrannten Backsteinen sehr verbreitet. Die Böschungen sind 3 bis 4 malig, je nach der Richtung

des Windes. Die Befestigung wird gewöhnlich ein Stein stark ohne jede Unterbettung unmittelbar auf dem Klai ausgeführt (s. Abb. 176). Bei den einem Angriff weniger ausgesetzten Strecken stellt man den unteren Teil der Böschung bis etwa

Abb. 176.

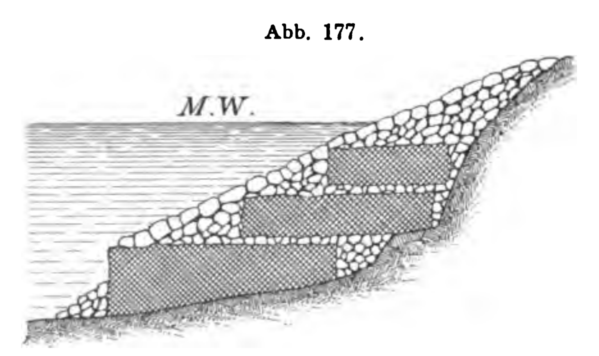


0,5 **m** unter der gewöhnlichen Fluthöhe nur ½ Stein stark her. Die Steine werden in Verband gesetzt und die Fugen werden mit Muschelsand ausgefüllt.

Um Unterwaschungen zu verhüten bringt man an dem oberen Punkte der Steinböschung eine oder zwei 30 **cm** breite, an starken eichenen Stackpfählen befestigte Bohlen oder bei stärkerem Angriff eine 1 bis 1½ **m** lange, 4 bis 5 **cm** starke Spundwand an. Der Fuß der Böschung wird alsdann durch eine gleiche Spundwand oder eine dichte Pfahlreihe von etwa 15 **cm** starken und 1,5 **m** langen Pfählen gesichert, bei geringerem Angriff durch eine 7 **cm** starke und 25 **cm** breite Bohle, die sich gegen 1,5 **m** lange, in 1,5 **m** Entfernung von einander eingerammte, 12 **cm** starke Pfähle lehnt. Schutzmittel am Fuße der Böschung sind bei den leichter zu zerstörenden Ziegelböschungen weit notwendiger, als bei Böschungen mit natürlichen Steinen, wo sie nur bei gefährdeter Lage oder weichem Untergrunde ausgeführt werden.

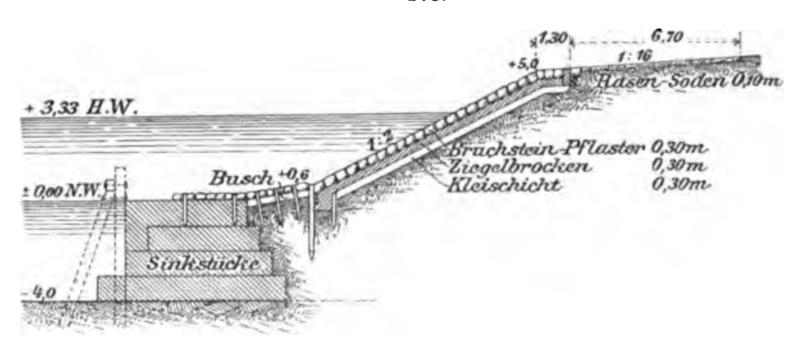
Die beiden nunmehr zu besprechenden Befestigungen haben Decken von natürlichen Steinen. Abb. 177 stellt eine Uferbefestigung dar, wie solche an der Ostsee mehrfach vor abbrüchigen steilen Ufern ausgeführt werden. Der geringe Flutwechsel gestattet hier eine ausgiebige Verwendung von Faschinenwerk. Dementsprechend besteht die Befestigung im wesentlichen aus mehreren gegeneinander zürückspringenden Sinkstücken, welche erst mit kleineren und dann mit großen Steinen beschüttet werden. Um den Steinen bei der zweimaligen Böschung genügenden Halt zu geben, sind die Sinkstücke mit starken, in der Abbildung nicht angedeuteten Kantzäunen versehen. Der Querschnitt des untersten Sinkstücks ist im vorligenden Falle trapezförmig, wegen geneigter Lage der Sohle des Wassers.

Abb. 177.



Die in Abb. 178 dargestellte Befestigung ist bei Geestemünde ausgeführt. Der Grundbau besteht aus Sinkstücken. Das Böschungspflaster ist aus Bruchsteinen hergestellt. Bei demselben wurde unter die Steine zunächst eine 0,3 m starke Ziegel-

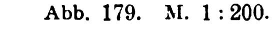
Abb. 178.

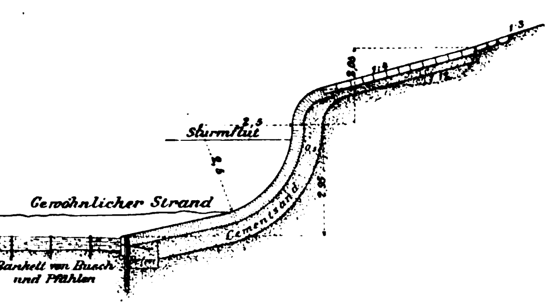


brockenschicht gebracht und unter diese eine 0,3 m starke Klaischicht, die zum Teil eine Strohbestickung erhalten hat. Der Fuß des Böschungspflasters ist durch eine Pfahlreihe teils mit, teils ohne Holm und Bohlenwand gesichert. An den Stellen, welche von den Strömungen besonders stark angegriffen werden, hat man statt des Bruchsteinpflasters ein Säulenbasalt-Pflaster von 0,4 m Stärke angeordnet.

Gewöhnlich hat das Böschungspflaster aus natürlichen Steinen unregelmäßige Fugen, es ist also ein sogen. Schiebpflaster. Granit, Basalt, überhaupt harte Steine, sind willkommen. Der einzelne Stein sollte mindestens 0,3 m Stärke in jeder Richtung haben und auf einer 0,2 bis 0,4 m starken Unterbettung von Steinschlag, Ziegelstücken oder grobem, gesiebtem Kies gebettet, sowie sorgfältig unterstopft werden.

Die auf reinem Sandgrunde anzulegenden sogenannten Dünenschutzwerke bieten von allen Seeuferbauten die größten Schwierigkeiten, weil der natürliche Boden keine Wellenstöße verträgt, sondern mit jeder darüber laufenden Welle in Bewegung gerät und von jeder ihn schräg treffenden Welle in großen Massen fortgeschwemmt wird. Es muß daher sowohl der Fuß des Werkes weit vorgezogen, als auch, wenn eine übermäßige Höhe vermieden werden soll, der Rücken desselben gegen das Aufschlagen der Wellen gesichert werden. Durchgebildete Dünenschutzwerke bestehen somit aus drei Teilen: Der mittlere Teil hat den Stoß der Wellen aufzunehmen und soll dieselben soweit möglich brechen. Der obere, über Sturmfluthöhe liegende Teil hat das überspritzende Wasser unschädlich abzuleiten, während der untere Teil das Werk gegen die Angriffe der Rückströmungen schützen muß.


Abb. 179. M. 1:200.

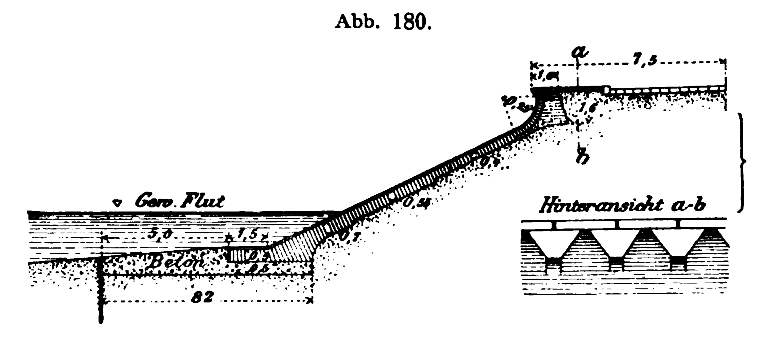


Das in Abb. 179 dargestellte, auf der Insel Borkum erbaute Dünenschutzwerk

hat sich bewährt. Auf der mit einem Zementzusatz von 1/12 hergestellten Sandunterlage ruht eine nur einen Stein starke, hochkantige Klinkerschicht in Portland-Zement, deren Fuß mit einer Schwelle von Beton und einer Spundwand gesichert ist, die letztere wurde mit dem dahinterliegenden Beton sorgfältig verankert. Außerdem brachte man vor derselben, um eine Auskolkung des Bodens zu verhindern, ein etwa 3 m breites Bankett von Busch mit drei Reihen 3 m langen Pfählen an, wobei man jedoch eine Steinbeschwerung wegließ, damit die Steine durch den Wellenstoß nicht gegen die Uferdeckung geschleudert würden. Das Niederhalten des Busches ist durch Eisenstangen bewirkt worden, welche mit eisernen Krampen an den Pfahlköpfen befestigt sind.

Der abgerundete Kopf war später nach vorn übergewichen, was dem zu großen Schube des oberen, mit 1 : 4 ansteigenden Pflasters zugeschrieben wurde. Übrigens verschiebt auch die Wirkung des Frostes oft solche leichten Mauern in ihren oberen Teilen, indem das in der Hinterfüllung vorhandene gefrierende Wasser sich ausdehnt. Bei dem Borkumer Schutzwerk wurde, wie in der Abbildung durch eine gestrichelte

Abb. 180.



Linie angegeben, durch Niederlegung des Pflasters bis zu einer Neigung von 1 : 12 eine Entlastung erreicht und einem weiteren Überneigen des Kopfes vorgebeugt.

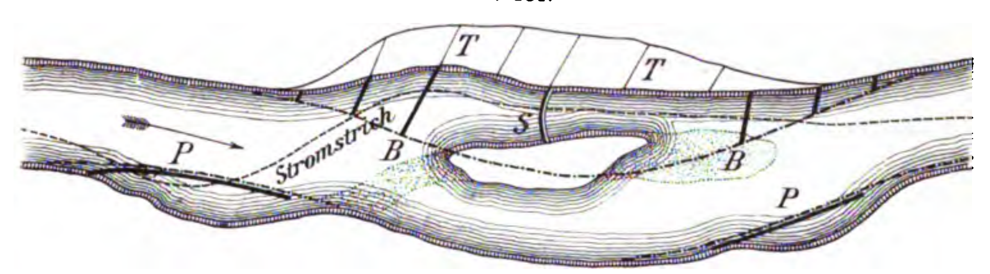
Statt der oberen Abrundung der Deckungsmauer wendet man neuerdings wieder eine scharfe Kante an, welche schon bei dem ältesten, in der Nähe Cuxhavens erbauten Schutzwerk mit gekrümmter Begrenzung vorkommt. Derartige Kanten hat das 1600 m lange Schutzwerk der Insel Wangeroog. Selbst auskragende Kanten werden, wie z. B. bei Ostende (Abb. 180), hergestellt, weil dann die Welle in sich selbst zurückstürzt und das Ufer weder beschädigen noch überfluten kann. Der Kopf dieses Werks wird durch Konsolen verstärkt, welche nach oben sich verbreiterend auch die Deckplatten stützen, vergl. die Hinteransicht. Der Fuß ist in diesem Falle durch Beton gesichert; derselbe wird an der Seeseite durch einen Flechtzaun begrenzt.

Die besprochenen Uferbefestigungen vermögen die Kraft der Wellen zu brechen, aber die Strömungen in den Mündungsgebieten, noch weniger die Küstenströmungen, werden von ihnen nicht geändert. Diesen ist nötigenfalls durch einzelne weit vorspringende Schutzwerke, von denen am Schluß des Art. 79 einiges gesagt werden wird, entgegenzutreten.

79. Sonstige Hülfsmittel für die Regelung der Flüsse und den Seeuferbau. Um die Besprechung dieses Gegenstandes einzuleiten, sollen kurze Bemerkungen über die Lage der in den Abbildungen 181 und 182 strichpunktierten Leitlinien gemacht

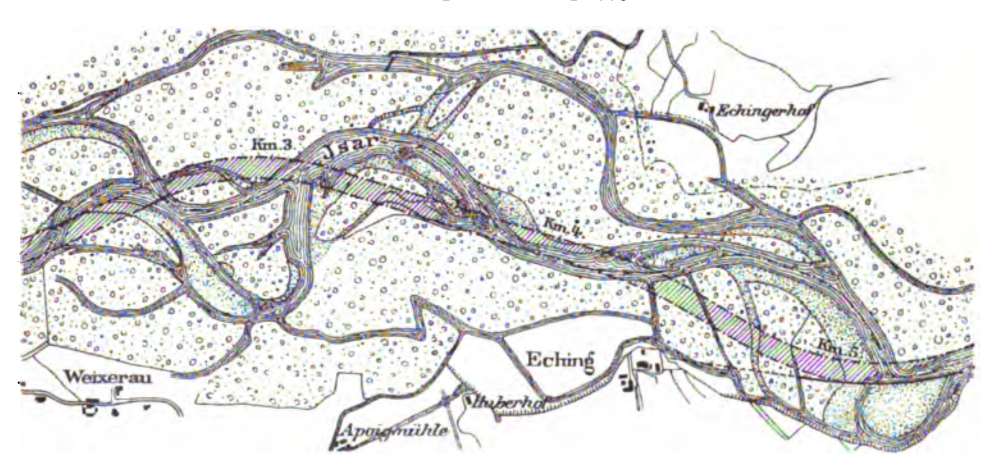
werden; Abb. 181 führt einen ruhigen, Abb. 182 (Zustand einer Strecke der Isar im Jahre 1885) einen wilden Fluß vor. Man sieht, daß am rechten Ufer des ersteren einschneidende Änderungen der natürlichen Uferlinien vermieden sind; in dieser

Abb. 181.



Weise wird bei ruhigen Flüssen in der Regel verfahren. Dagegen hat der wilde Fluß meistenteils ein ganz neues Bett erhalten, weil man den fortwährenden Veränderungen des Flußlaufs, von welchem auf Seite 124 die Rede gewesen ist, nur hierdurch ein Ziel setzen kann. Die Leitlinien gelten für das Mittelwasserbett, also für die Korrektion des Flußlaufs, vergl. S. 248, und es ist im Nachstehenden von dieser zunächst die Rede. Ein anderes hierher gehöriges Beispiel der Korrektion

Abb. 182. M. 1 : 25 000



eines wilden Flusses bringt Abb. 73, S. 125. Ein Vergleich älterer Zeichnungen mit Abb. 182 zeigt, daß man sich neuerdings beim Entwerfen der Leitlinien mehr an die vorgefundene Lage des Flusses anschließt, als es früher nicht selten geschehen ist.

Vor Festlegung der Leitlinien müssen die Normalbreiten und die Normalprofile ermittelt sein.

In den Abbildungen 181 und 182 sind die behufs Herstellung der neuen Ufer auszuführenden Bauwerke, soweit es nicht Uferbefestigungen sind, teils durch kräftige ausgezogene Linien, teils durch geschlängelte Linien angedeutet und man sieht, daß sich diese Werke in zwei Gruppen scheiden lassen, je nachdem sie im Bereiche des Hauptflußlaufs oder aber außerhalb desselben liegen. Die

letzteren, nämlich die in Abb. 182 schraffierten Durchstiche und die Sperrdämme (Abb. 181 bei S), treten vorzugsweise, jedoch nicht ausschließlich, bei wilden Flüssen auf; von ihnen wird in Art. 80 eingehender die Rede sein. Ferner gehören hierher die in Abb. 181 mit feinen Linien angedeuteten und mit T bezeichneten Querbänder (Schlickfänge), welche oberhalb des Mittelwasserbetts in einfacher Weise hergestellt werden, um Verlandungen zu befördern. Die Bauten innerhalb des Flußlaufs werden eingeteilt in Längsbauten und Querbauten. Zu den ersteren gehören die bereits besprochenen Uferdeckungen und Uferbefestigungen, ferner Parallelwerke, Leitwerke, Leitdämme und Spaltdämme.

Wenn die Leitlinie in geringer Entfernung von dem natürlichen Ufer liegt, kann es bei mäßiger Wassertiefe zweckmäßig sein, behufs Herstellung neuer Ufer und um dem Strom sofort ein neues Bett anzuweisen, widerstandsfähige Dämme mit trapezförmigem Querschnitt herzustellen (Abb. 181 bei P), deren Mittellinie parallel zur Leitlinie läuft. Hierdurch entstehen Parallelwerke; ihre Krone pflegt den Spiegel des Mittelwassers etwas zu überragen. Der Raum zwischen den Parallelwerken und dem natürlichen Ufer, welcher der Verlandung anheimfällt, wird am besten sobald als möglich, nötigenfalls durch Erdarbeit, ausgefüllt.

Bei größeren Wassertiefen und lebhafter Strömung empfiehlt es sich die Parallelwerke nicht sofort herzustellen, sondern anfangs nur niedrige Leitwerke zu verwenden. Über diese Bauten, auch über die Leitdämme wird weiter unten etwas mehr gesagt werden.

Spaltdämme sind Längsbauten, welche hauptsächlich bei nicht zu beseitigenden Stromspaltungen vorkommen; sie bilden dann zungenartige Verlängerungen der zwischen beiden Flußarmen befindlichen Insel.

Unter den Querbauten sind die Buhnen die am meisten verbreiteten. Wenn sie die Korrektion des Mittelwasserbetts bezwecken, reichen sie vom ursprünglichen Ufer bis an die Leitlinie, ihre Mittellinie ist meistens etwas stromaufwärts gerichtet (inklinant), vergl. Abb. 181 bei B. Der Querschnitt ist, wie der der Parallelwerke, im wesentlichen trapezförmig, sie haben eine Wurzel und einen Kopf, die erstere greift in das natürliche Ufer ein und erhebt sich gewöhnlich etwas über das Mittelwasser, der Kopf pflegt etwas unter Mittelwasser zu liegen. Die Krone der Buhne hat somit vom natürlichen Ufer nach der Leitlinie hin ein schwaches Gefälle. Buhnen treten stets in Gruppen auf.

Auch bei der Regulierung der schiffbaren Flüsse unterscheidet man Längs- und Querbauten. Die letzteren sind nicht selten Verlängerungen der soeben besprochenen Buhnen, mitunter bis in die Nähe der Grenze des Fahrwassers. Sie werden oft Vorlagen genannt, der Name Tauchbuhne oder, wenn sie ganz unter Niedrigwasser liegen, versenkte Buhne ist jedoch bezeichnender; sie Grundschwellen zu nennen ist nicht zu empfehlen. Ihre Höhe legt sich durch die Begrenzungslinien des Normalprofils fest.

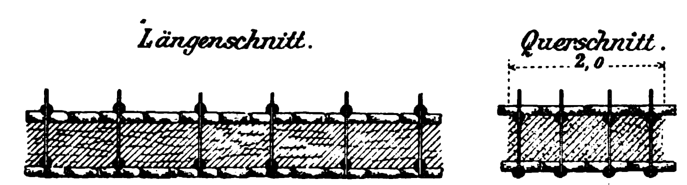
Mitunter ist es, wie auf S. 249 bereits angedeutet, zweckmäßig an zu tiefen Stellen des Niedrigwasserbetts einzelne den Fluß durchquerende feste Rippen herzustellen; für diese ist der Name Grundschwelle am Platze. — Übrigens treten die im Vorstehenden genannten Bauwerke häufig mit Namen auf, welche nach Ort und Gewohnheit wechseln.

Leitdämme sind Längsbauten, welche das Niedrigwasserbett begrenzen; durch Tauchbuhnen läßt sich dies nicht mit derselben Sicherheit erreichen. Sie liegen mit ihrer Krone etwas unter Niedrigwasserhöhe, also erheblich tiefer als Parallelwerke.

Auf die Einzelheiten der Anordnung der Regelungsbauten soll hier nicht ausführlich eingegangen werden; in manchen Fällen wird es nur geringer Änderungen der bei Besprechung der Uferbefestigungen vorgeführten Anordnungen bedürfen[227]. Nur über den von L. Franzius erfundenen und mit Erfolg ausgeführten Leitdamm sollen einige Worte gesagt werden.

Der Körper dieses in der Weser oberhalb Bremen ausgeführten Niedrigwasser-Leitdamms besteht aus einem zusammenhängenden 2 m breiten und 0,6 bis 1,2 m hohen Sinkkörper aus Buschwerk zwischen zwei Rosten aus 15 cm starken Faschinenwürsten, welche durch Pfähle von 8 cm Stärke unter Verwendung von verzinktem Eisendraht zusammengehalten werden, s. Abb. 183.

Abb. 183. M. 1 : 100.



Bei der Ausführung wurden zwei je 20 m lange, gut verankerte Prahme in einem der Breite des Buschkörpers entsprechenden Abstande miteinander fest verbunden. Während der Herstellung des Buschkörpers wurde er von einem zwischen den Prahmen befindlichen Schwimmbaum und in der Quere durch Leinen unterstützt, deren Enden an den Prahmen befestigt waren. Nach Entfernung der Leinen und des Schwimmbaums ließ man die Prahme etwas stromabwärts treiben und versenkte einen Teil des vollendeten Buschwerks durch Aufbringen von Kies, während der andere Teil S-förmig gebogen behufs Fortsetzung der Arbeit an den Prahmen festgehalten wurde. Auf diese Weise hat man den 900 m langen Leitdamm in einem Stück hergestellt[228].

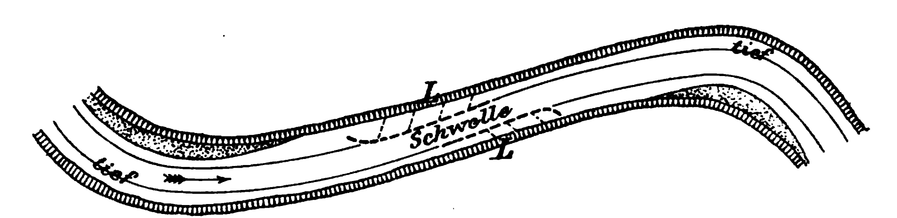
Franzius empfiehlt diese aus einem Stück bestehenden, unter Niedrigwasser liegenden Leitdämme hauptsächlich für die sogen. Übergangsstellen der schiffbaren Flüsse, also für die Gegenden der Schwellen. Bei dieser Verwendung dürfte sich das erforderliche dauerhafte Einbinden der Enden der Dämme in die Böschungen des Mittelwasserbetts gut bewerkstelligen lassen, wenn man berücksichtigt, daß die Schiffer bei der Fahrt über die Schwellen dieselben unter einem möglichst großen spitzen Winkel kreuzen. Wenn nun die Leitdämme annähernd parallel zu der alsdann von der Mittellinie des Flusses stark abweichenden Fahrrichtung der Schiffe gelegt werden, erhalten

[227]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XI § 36 (Herstellung der Packwerke), § 41 (Ausführung der Leitwerke [Parallelwerke]), und § 42 (Ausführung der Querbauten).

[228]) Näheres Zentralbl. d. Bauverw. 1899. S. 269.

sie die Lage, welche in Abb. 183a mit kräftigen gestrichelten Linien anzudeuten versucht ist, die Grenzen des Wasserspiegels des Mittelwassers und des niedrigen Wassers sind mit feinen Linien gezeichnet. Ein dauerhafter Anschluß

Abb. 183a.



der Leitdämme an die Böschungen des Mittelwasserbetts ist erreicht und das gekrümmte obere Ende des im vorliegenden Falle linksseitigen Leitdamms führt der von den Leitdämmen gebildeten Straße Wasser zu. Es sei noch bemerkt, daß durch die kleinen schrägen Linien bei LL versenkte Buhnen angedeutet sein wollen.

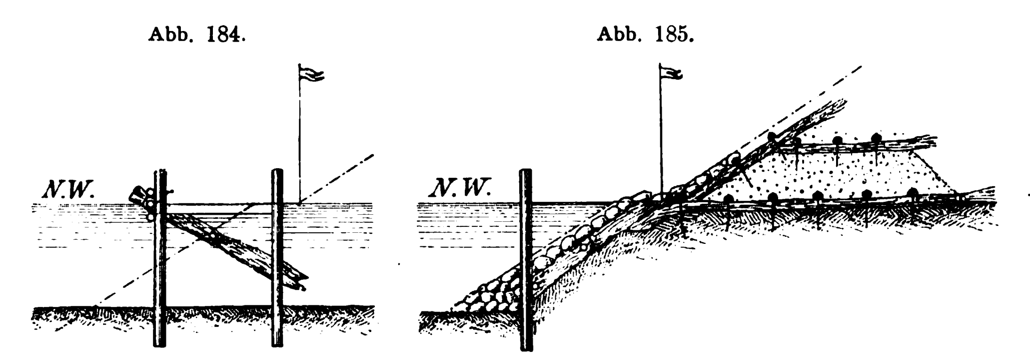
Bei der Gestaltung und Anwendung der auf S. 276 genannten Werke muß vor allem Anderen die Schleppkraft des strömenden Wassers berücksichtigt werden, also die in den Artikeln 41 bis 43 hervorgehobene Tatsache, daß jeder Fluß je nach Umständen die Sinkstoffe in Bewegung setzt und sie weiter befördert oder aber ablagert. Die für die Umgestaltung der Querschnitte erforderlichen Erdarbeiten, insbesondere die Verlandungen, sollten demnach, wenn es irgend möglich ist, vom Wasser, namentlich von den Hochwassern, beschafft werden. Hieraus ergibt sich beispielsweise eine geschickte Behandlung der Parallelwerke und verwandter Bauten. Wenn Steine zur Verfügung stehen und eine Bucht mit namhafter Wassertiefe abzuschneiden ist, kann man sich anfangs darauf beschränken einen mäßig hohen Steinwurf an der Stromseite des Werks als Leitwerk herzustellen. Hierdurch wird die Strömung innerhalb der Bucht gemäßigt und es findet daselbst allmählich eine Verlandung statt, nach deren Ausbildung ein zweiter und später (nach Bedarf) ein dritter Steinwurf ausgeführt wird. Schließlich wird dann das auf diese Weise hergestellte neue Ufer mit einer regelrechten Uferbefestigung versehen.

Besser wirken, namentlich an wilden Flüssen, die Wolff'schen Faschinengehänge.

An einem leichten, im Bereiche der Leitlinie hergestelltem Gerüste werden Gehänge-Faschinen, die aus je zwei aneinandergekuppelten, gewöhnlichen Faschinen bestehen, gruppenweise (also unter Offenhaltung von Lücken) derart aufgehängt, wie Abb. 184 zeigt. Die Gehänge brechen die Strömung des in die Bucht eintretenden Wassers, die Sinkstoffe finden unten und durch die genannten Lücken einen Weg und die Folge ist, daß sie sich innerhalb der Bucht massenhaft niederschlagen. Hierdurch wird der Herstellung des neuen Ufers erfolgreich vorgearbeitet. Abb. 185 zeigt die schließliche Gestaltung des Ufers; man sieht, daß die Gehängefaschinen als Unterbettung des Pflasters Verwendung gefunden haben.

Die Wolff'sche Bauweise ist sehr sorgfältig und für verschiedene andere Zwecke ausgebildet; das Nähere ergeben die unten vermerkten Mitteilungen [229]). In dem Lageplan Abb. 182 sind die Gehänge durch geschlängelte Linien angedeutet.

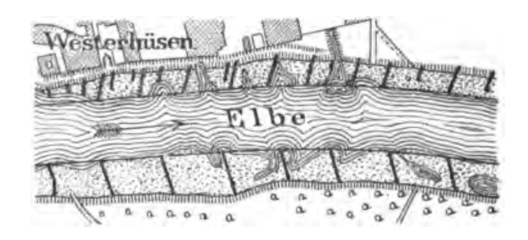
Abb. 184. Abb. 185.



An dieser Stelle mag bemerkt werden, daß durchbrochene Körper auch in anderen Fällen vorzügliche Dienste leisten, wenn es sich darum handelt, Sinkstoffe zur Ablagerung zu bringen oder Abnagungen zu verhindern. Daß Pflanzungen und gefällte belaubte Bäume in dieser Weise wirken, ist an anderen Stellen bereits erwähnt. Eine Verlandung tiefer Buchten kann man durch Sinkbäume anbahnen; man fällt junge Bäume mit dichtem Buschwerk, beschwert ihre Stammenden und versenkt sie in der Nähe der Leitlinien [230]). Beim Seeuferbau werden durchbrochene Pfahlwände mit gut versichertem Fuß, in welchen je ein kurzer Pfahl mit einem langen abwechselt, an geeigneten Stellen mit Erfolg verwendet um Sand hinter ihnen zu fangen und an einer sehr gefährdeten Strecke der holländischen Küste sind Staketenwerke als Wellenbrecher verwendet [231]).

Auch die Buhnen (Abb. 186) bewirken Verlandungen in den sogen. Buhnenfeldern; bei den an den Leitlinien endigenden Buhnen ist aber der Vorgang ziemlich verwickelt [232]). Während der Hochwasser werden diese Buhnen überströmt und wirken dann ähnlich wie Grundwehre, neben welchen sich Grundablässe befinden, fangen also hauptsächlich an den „Streichseiten" Sinkstoffe auf. Wenn das Wasser fällt, wirken die Buhnen anfangs ähnlich wie Überfallwehre, bei weiterem Fallen des Wassers werden ihre Kronen wasserfrei, dann bildet der von den Buhnen erzeugte Stau sich mehr und mehr aus und verursacht starke Strömungen vor den Buhnenköpfen, nicht minder Drehbewegungen des Wassers in den Buhnenfeldern. Das Ergebnis ist, daß die Sinkstoffe vorwiegend an den Rückseiten der Buhnen zur Ruhe kommen. Einen dauernden und gesicherten Platz erhalten sie erst durch Pflanzungen und ähnliche Hilfsmittel, sich selbst überlassen, pflegen die Verlandungen unregelmäßig und wandelbar zu sein.

Abb. 186. M. 1 : 20 000.



---

229) Handb. Kap. XI, S. 232, 355, 368.
230) „ Kap. XI, S. 329.
231) „ Kap. XVII, S. 179, bezw. Kap. XII, S. 705.
232) „ Kap. XI, S. 267 und 377.

Es ergibt sich ferner, daß die Köpfe der Buhnen erheblichen Angriffen ausgesetzt sind, die letzteren müssen deshalb, namentlich in ihrem Grundbau, sehr widerstandsfähig sein. Bei starker Strömung und ansehnlicher Wassertiefe sind hier Sinkstücke am Platze.

Im mittleren Teile des Flußbetts bewirken die Buhnen Vertiefungen, besonders in der Nähe der Köpfe. Da bei wilden Flüssen das Gefälle stark und der Untergrund leicht beweglich zu sein pflegt, gefährden daselbst die Vertiefungen an den Köpfen den Bestand der Buhnen; hieraus erklärt es sich, daß bei der Bändigung wilder Flüsse Buhnen nur selten verwendet werden.

Im allgemeinen muß man auf eine sofortige Herstellung neuer Uferlinien und neuer Querschnitte in der Regel von vornherein verzichten. Wenn der Fluß an einer Stelle die Sinkstoffe beseitigen und sie an einer anderen in zweckentsprechender Weise ablagern soll, muß man ihm dazu Zeit lassen, zumal diese Vorgänge sich im wesentlichen nur bei höheren Wasserständen vollziehen. In den meisten Fällen wird man durch anfangs unvollständige Bauwerke am besten zum Ziele gelangen, bei einem gewaltsamen Vorgehen ist der Erfolg weniger sicher.

Nun müssen noch die vorspringenden Schutzwerke der Seeufer: die Strandbuhnen[223]) kurz besprochen werden. Dies sind kräftige, aus Busch, Steinen und kleinen Pfählen gebildete Rippen von ansehnlicher Länge, welche von festen Ufern oder von Seeuferdeckwerken strahlenartig ausgehen und quer über den Strand bis an das Niedrigwasser laufen. Das Beispiel eines Querschnitts bringt Abb. 187. Sie erheben sich nur wenig über die Höhe des Strandes, die Abrundung des Querschnitts bringt es mit sich, daß der Stoß der Wellen mäßig ist, die Breite nimmt von der Wurzel bis nach dem im Grundriß abgerundeten Kopfe zu.

Abb. 187. M. 1 : 200.



Der Zweck der Strandbuhnen ist im wesentlichen Erhaltung des Zustandes des Strandes, was besonders dann von Wichtigkeit ist, wenn seine Breite durch Küstenströmungen beeinträchtigt wird. Die Köpfe der Strandbuhnen sollen feste Punkte bilden, welche der Schmälerung des Strandes ein Ziel setzen. Ferner verhindern diese Buhnen, daß die Höhe des Strandes dauernd abnimmt, indem sie den vom Wasser angebrachten Sand abfangen; unter günstigen Umständen bewirken sie sogar eine Erhöhung.

Aus der angegebenen Lage folgt, daß die Strandbuhnen Tauchbuhnen sind; in neuerer Zeit sind erstmalig bei Helgoland von L. Franzius auch Verlängerungen derselben (also versenkte Strandbuhnen) aus Sinkstücken mit Steinbelastung ausgeführt, um die Breite eines Strandes nach und nach zu vergrößern.

Hagen nennt die fraglichen Bauwerke Einbaue und unterscheidet Einbaue vor Außendeichen und Einbaue vor dem Strande.

80. Durchstiche und Sperrdämme[224]). Während bei den im vorigen Artikel besprochenen Werken die Verlandungen in den Vordergrund treten, kommt bei den

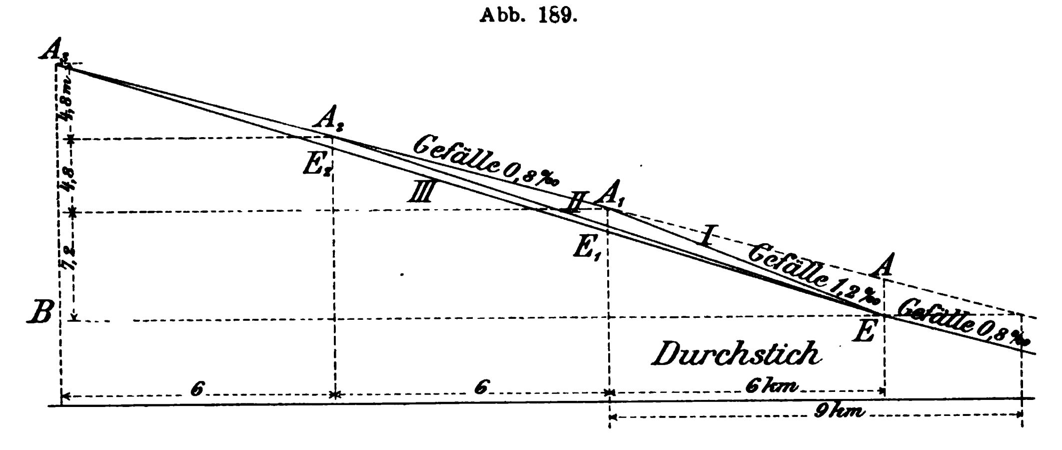
[223]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XVII, S. 180.
[224]) Handb. Kap, XI, § 25 u. 43.

nunmehr zu besprechenden hauptsächlich die Ausnagung in Betracht. Dieselbe kann, wie weiter unten erörtert wird, auch einer allmählichen Ausbildung der Durchstiche dienstbar gemacht werden, mitunter bringen es aber die Anforderungen des Verkehrs mit sich, daß Durchstiche durch Erdbau und Baggerung in kurzer Zeit hergestellt, auch sogleich mit Uferdeckungen versehen werden. Wenn man dann nach Beendigung dieser Arbeiten am oberen Ende des Durchstichs einen Damm, welcher während des Baues die Strömung abhielt, durchsticht, kann der neue Lauf des Wassers alsbald benutzt und der frühere abgesperrt werden. Es handelt sich nun zunächst darum zu untersuchen, welche W i r k u n g ein vollendeter Durchstich a u f d i e o b e r h a l b l i e g e n d e n S t r e c k e n d e s F l u s s e s ausübt.

Abb. 188. M. 1 : 150000.

Mit der Herstellung eines Durchstichs des Mittelwasserbetts ist stets eine Abkürzung des Flußlaufs verbunden (vergl. auch Abb. 74, S. 126) und diese hat zur Folge, daß in ihrem Bereich die Sohle und mit ihr die Wasserstände ein erheblich stärkeres Gefälle erhalten als früher. In dem in Abb. 188 vorgeführten Falle ist die ursprüngliche Länge des Flusses von 9 **km** auf rund 6 **km**, also um ein Drittel, vermindert, das Gefälle also entsprechend, nämlich von 0,8 ‰ auf 1,2 ‰, vergrößert. In gleichem Grade hat auch die Schleppkraft zugenommen. Wenn nun der Untergrund des neuen Betts nicht etwa erheblich widerstandsfähiger ist, als der des alten, findet in ersterem eine Ausnagung der anfangs hergestellten Sohle statt. Dies

Abb. 189.



hat zur Folge, daß auch oberhalb des Durchstichs Ausnagungen eintreten die nach Eröffnung desselben bei I liegende Flußsohle wird also nach einiger Zeit die Lage II annehmen, später die Lage III und so fort, s. Abb. 189. Das Ergebnis ist, daß im Oberwasser der Durchstiche S e n k u n g e n d e r F l u ß s o h l e, verbunden mit Senkungen

der niedrigen und mittleren Wasserstände eintreten, sie sind deshalb sehr geeignet, die Entwässerung der Ländereien zu befördern.

Wie weit stromaufwärts die genannten Veränderungen sich erstrecken werden, läßt sich zum voraus nicht genau sagen; es ist zu beachten, daß der Unterschied zwischen den ursprünglichen und den neuen Gefällen mit der Verlängerung der Ausnagungen immer geringer wird. Wenn aber in einem Flusse Durchstiche in großer Zahl zur Ausführung gelangen, welche den Flußlauf erheblich abkürzen und besonders dann, wenn in einem wilden Gewässer die Ausnagung ohnehin überwiegt, wird die Senkung der Flußsohle sehr stark; es kommen Fälle vor, in denen dieselbe oberhalb einer Reihe von Durchstichen 4 **m** und mehr beträgt. Dann muß einem zu weiten Fortschreiten der Vertiefungen nicht selten durch kräftige Querbauten ein Ziel gesetzt werden.

Der Wasserspiegel ungewöhnlicher Hochwasser wird durch Durchstiche in der Regel nur wenig beeinflußt und zwar sowohl oberhalb, wie unterhalb derselben. Dies erklärt sich hauptsächlich daraus, daß ein großer Teil jener Hochwasser seine eigenen, von der Lage des Mittelwasserbetts unabhängigen Wege zu nehmen pflegt, vergl. Art. 48, S. 152.

Für den oben erwähnten Fall kann man die Lagen, welche die Flußsohle nach und nach einnimmt und die Grenze der Wirkung des Durchstichs theoretisch in folgender Weise ermitteln: Es wird vorausgesetzt, daß das ursprüngliche Gefälle des Flusses von 0,8 ‰ auch oberhalb des Durchstichs vorhanden sei; nach Eröffnung desselben steigt das Gefälle im Bereiche des Durchstichs, wie bereits erwähnt, auf 1,2 ‰. Die Punkte $A, A_{,,}, A_{,,,}$ . . . (Abb. 189) liegen in 6 **km** Entfernung voneinander. Dann ergibt sich beispielsweise für die Lage III der Flußsohle ein Höhenunterschied zwischen $A_{,,,}$ und der Linie BE

$$= 2 . 6 . 0{,}8 + 6 . 1{,}2 = 2 . 4{,}8 + 7{,}2 = 16{,}8\,\mathrm{m}$$

und das Gefälle der Linie $A_{,,,}E$

$$= \frac{16{,}8}{3 . 6} = 0{,}93\,‰.$$

Die Senkung $A_{,,}E_{,,,}$ welche die Flußsohle bei $A_{,,}$ erleidet, ist

$$6 . 0{,}93 - 4{,}8 = 0{,}78\,\mathrm{m}.$$

Allgemein: Wenn die Ausnagung der Flußsohle sich bis zu dem Punkte A_n erstreckt, ist die Senkung, welche der Punkt A_{n-1} erleidet,

$$= \frac{(n-1) . 4{,}8 + 7{,}2}{n} - 4{,}8.$$

Man darf nun wohl annehmen, daß eine nennenswerte Wirkung des Durchstichs aufhört, wenn auf 6 **km** Länge die theoretische Senkung der Flußsohle nur 0,2 **m** beträgt und aus der Gleichung

$$\frac{(n-1) . 4{,}8 + 7{,}2}{n} - 4{,}8 = 0{,}2$$

folgt $n = 12$.

In 12 . 6 — 2 . 6 = 60 **km** Entfernung vom o b e r e n Ende des Durchstichs ab gemessen würde also eine nennenswerte Wirkung desselben im vorliegenden Falle aufhören, wenn nicht etwa grobe Sinkstoffe des Untergrundes oder andere Umstände der Wirkung des Durchstichs schon früher ein Ziel setzen, was oft der Fall sein dürfte.

Unter der Annahme, daß die Hochwasser sich auf 5,5 **m** Höhe über die Flußsohle erheben, berechnen sich auf bekanntem Wege die Schleppkräfte wie folgt:
im ursprünglichen Flußlaufe zu 4,4,
im Durchstich nach dessen Eröffnung zu 6,6,
am Punkte $A_{,,}$ zu 5,1
und in 60 **km** Abstand vom Durchstich zu 4,58 **kg/qm**.

Bei manchen aus früherer Zeit stammenden Durchstichen, bei welchen sehr starke Kürzungen des Flußlaufs vorgenommen und stellenweise lange gerade Leitlinien gewählt wurden, hat sich das Niedrigwasserbett in einer für die Schiffahrt nachteiligen Weise gestaltet. Wie bereits erwähnt, beansprucht das Niedrigwasser ein Bett, welches eine größere Länge hat, als das Bett für das Mittelwasser und die Sinkstoffe können die bereits erwähnten Rastplätze nicht entbehren. In jenen Durchstichen sind deshalb große, abwechselnd am rechten und am linken Ufer liegende Kiesbänke entstanden, zwischen welchen das niedrige Wasser sich hindurch schlängelt. Diese Bänke haben aber keine dauernde Lage, sie rücken vielmehr bei jedem Hochwasser etwas stromabwärts, was die Regulierung erschwert, zumal sehr große und sehr kleine Wassertiefen miteinander abwechseln.

Wenn man aber bei der Anordnung der Leitlinien des Mittelwasserbetts die natürliche Lage der Flüsse möglichst berücksichtigt, dann ist nicht zu fürchten, daß die Schiffahrt durch Durchstiche benachteiligt wird und es sind auch in ruhigen Flüssen nicht wenige Durchstiche ausgeführt, welche der Schiffahrt durch Beseitigung scharfer Krümmungen nur Vorteil gebracht haben.

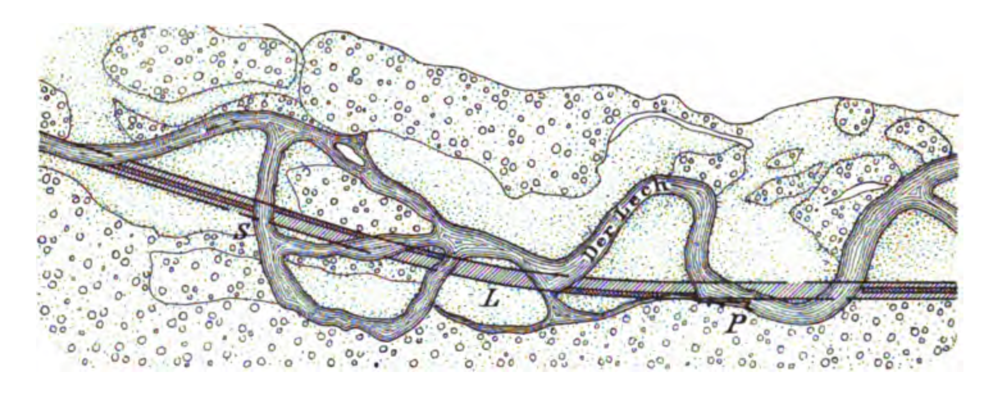
Es ist nun noch die Frage zu berühren, ob Durchstiche auf die stromabwärts liegenden Strecken nachteilig einwirken. Inwieweit die Hochwasserstände dieser Strecken durch Abkürzung der Länge des Flusses geändert werden, ist an anderer Stelle (S. 152) bereits besprochen. Wenn man einen Durchstich in oben erwähnter Weise, also durch Vollaushub herstellt, werden die Sinkstoffe, welche der nach und nach sich tiefer bettende Strom oberhalb des Durchstichs loslöst, den unteren Strecken allmählich und deshalb wohl ohne Schaden zu tun, zugeführt. Wenn aber der neue Wasserquerschnitt zum größten Teil durch Ausnagung gebildet wird, was nunmehr zu erörtern ist, haben die stromabwärts liegenden Strecken in kurzer Zeit nicht geringe Massen neuer Sinkstoffe aufzunehmen, diese werden sich aber meistenteils da niederschlagen, wo die Wassertiefen gering und Verlandungen angebahnt sind, teilweise können sie sich jedoch unter Umständen zeitweilig in unerwünschter Weise ablagern. Weil aber die Schleppkraft jener Strecken eine Änderung nicht erfährt, dürfte es sich hierbei um vorübergehende Übelstände handeln.

Wenn Durchstiche in der soeben angedeuteten Weise ausgeführt werden, hebt man im Bereiche derselben einen Graben mit steilen Seitenwänden aus, dessen Breite erheblich geringer ist, als die Normalbreite des Flusses. Am oberen Ende des Durchstichs läßt man auch in diesem Falle einstweilen einen Damm stehen. Die Sohlenbreite des Grabens darf um so kleiner sein, je kürzer der neue Lauf des Flusses im Vergleich mit dem alten ist, sollte aber mindestens $^1/_{10}$ der Normalbreite betragen; seine Tiefe wird hauptsächlich durch den Grundwasserstand bedingt. Die Mittellinie des Grabens wird je nach Umständen bald in die Mitte des Durchstichs gelegt, bald wird sie einer der Seiten genähert, vergl. Abb. 190, woselbst die Durchstichgräben kräftig schraffiert sind.

Sodann ist für eine sichere Leitung der nach Öffnung des Durchstichs eintretenden Hochwasser zu sorgen. In einfachster Weise geschieht dies durch Erddämme (Leitdämme), welche neben den neuen Ufern aufgeworfen werden, gewöhnlich sind aber kräftigere Leitwerke erforderlich; von diesen wird weiter unten die Rede sein.

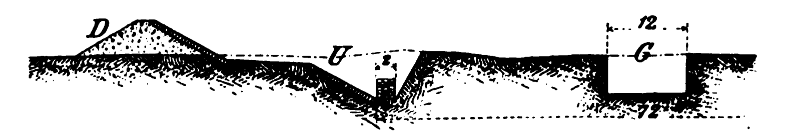
Drittens muß die Uferbefestigung des neuen Laufs des Wassers soweit möglich vorbereitet werden; hierbei ist dafür zu sorgen, daß während der Ausbildung des Durchstichs die Abnagung nicht zu weit um sich greift.

Abb. 190.



Nach Maßgabe des Vorstehenden gestaltet sich der halbe Querschnitt eines vollständig vorbereiteten Durchstichs so, wie Abb. 191 angibt; D ist ein Leitdamm, G der Durchstichgraben, U der obere Teil der Uferbefestigung. Am Fuße des Pflasters befindet sich eine Steinschlaue, vergl. Abb. 167, S. 266.

Abb. 191.



Wenn Steine nicht massenhaft zur Verfügung stehen, wird — namentlich bei wilden Flüssen — der Grundbau der Uferdeckung aus endlosen, d. h. ununterbrochenen Sinkwalzen mit Erfolg gebildet.

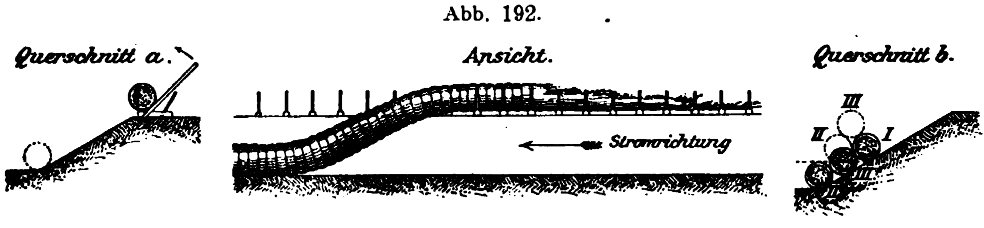
Man bindet diese Walzen oder Sinkwellen in derselben Weise und mindestens ebenso dick wie Senkfaschinen auf dem demnächstigen Ufer und wälzt die fertigen Walzen größtenteils an der angefangenen Böschung soweit hinunter, wie es der Wasserstand der Bauzeit erlaubt, während oben das Binden seinen Fortgang nimmt, s. die Ansicht und den Querschnitt a in Abbildung 192. Wenn, was nicht selten der Fall ist, drei Walzen verwendet werden, erhalten die Walzen II und III anfangs die im Querschnitt b mit gestrichelten Linien angedeutete Stellung[215]), sie nehmen aber die daselbst mit ausgezogenen Linien gezeichnete Lage im wesentlichen an, wenn sie von der Ausnagung erreicht werden und setzen derselben ein Ziel. Schließlich erfolgt die Herstellung des mittleren Teils der Uferbefestigung und zwar gewöhnlich durch Pflasterung.

---

[215]) Näheres s. Handb. Kap. XI, S. 327.

Die von Gumppenberg erfundenen Sinkwalzen finden übrigens noch mancherlei andere Anwendungen, namentlich bei Leitwerken. Man bindet dieselben dann je nach Umständen auf Gerüsten oder auf einem aus Packwerk

Abb. 192.

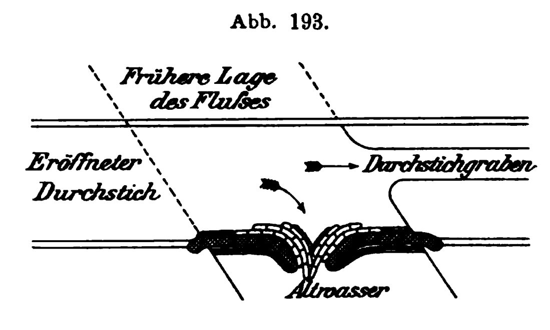


hergestellten Unterbau und wälzt sie ab[236]). In Abb. 190 ist mit L eine Stelle bezeichnet, woselbst der neue Flußlauf eine Kiesbank durchschnitt, hier waren auf Gerüsten gebundene Sinkwalzen am Platze, während bei P ein gegen das alte Ufer abgestützter, aus Packwerk hergestellter Unterbau erforderlich war. Es ist übrigens nicht gemeint, daß stets drei Sinkwalzen verwendet werden, sie kommen sowohl einzeln als auch in größerer Zahl vor.

Wenn zwischen der Länge des alten Flußlaufs und der Länge des Durchstichs kein großer Unterschied ist, erfolgt die Ausbildung des letzteren nicht ohne weiteres, dann muß der alte Lauf am oberen Ende des Durchstichs durch ein Bauwerk abgebaut werden, welches den Wasserquerschnitt einschränkt. Aus einem solchen Bauwerk kann sich mit der Zeit eine vollständige Absperrung, also ein Sperrdamm, entwickeln. — In Abbildung 181 ist eine Stelle, woselbst ein derartiges Werk errichtet wurde, mit S bezeichnet.

Diese Abbaue oder Zuschlüsse mäßigen die Geschwindigkeit des Wassers in der alten Strecke (dem Altwasser), den Sinkstoffen sollen sie aber Eintritt in dieselbe gewähren und dies läßt sich durch Steinwerke nicht so gut und sicher erreichen, wie durch Faschinenwerke. Man kann beispielsweise im alten Laufe des Flusses, von beiden Ufern desselben ausgehend, zunächst buhnenartige Einbaue herstellen, zwischen deren Köpfen eine Lücke, also ein Weg für die gröberen Sinkstoffe, verbleibt, siehe Abb. 193. Hierdurch entsteht ein Stau, welcher die Ausbildung des Durchstichs fördert, aber in jener Lücke eine starke Strömung erzeugt. Es muß nun dafür gesorgt werden, daß die Köpfe der Einbauten nicht unterspült werden. Zu diesem Zwecke hat man im vorliegenden Falle Senkfaschinen auf der Krone der Einbauten gebunden und in das Wasser abgewälzt. Unter der Einwirkung der Strömung haben sich die Senkfaschinen so, wie die Abbildung zeigt, gelagert und eine zu tiefe Ausnagung der Lücke verhindert[237]).

Abb. 193.



[236]) Handb. Kap. XI, S. 374. Vergl. auch S. 381 (Grundschwelle mit vorgelegter Sinkwalze).
[237]) Für ein ähnliches größeres Bauwerk vergl. Handb. Kap. XI, S. 386.

Beim Absperren von Altwassern kann man nicht stets in der angegebenen Weise verfahren. In schiffbaren Flüssen wird verlangt, daß die Fahrzeuge nach Absperren des alten Laufs im neuen Laufe sofort die nötige Wassertiefe finden und hieraus ergibt sich, daß vollständige, gewöhnlich hochwasserfreie Sperrdämme erbaut und schnell hergestellt werden müssen. Derartige gewaltsame Ausführungen, auf deren Einzelheiten jedoch nicht eingegangen werden kann, sind sehr schwierig[238]). Es soll nur bemerkt werden, daß man bei ihnen von Sinkstücken mit Erfolg Gebrauch macht.

Sperrdämme finden auch Anwendung, wenn Stromspaltungen beseitigt werden sollen, vergl. Abb. 181, S. 275. In diesem Falle kann der Damm sowohl am oberen Ende, wie in der Mitte, aber auch in der Nähe des unteren Endes des abzusperrenden Armes liegen, die Örtlichkeiten und sonstige Umstände müssen entscheiden. Mitunter werden zwei Dämme erbaut[239]).

Nun noch einige Worte über die Altwasser[240]).

Bei der Korrektion wilder Flüsse pflegt man dieselben meistenteils vollständig zur Verlandung zu bringen, wobei die in Art. 76 besprochenen Mittel benutzt werden. Wenn die Höhenlage der Verlandungen durch Pflanzungen ein gewisses Maß erreicht hat, sollten, wie bereits erwähnt, Wiesen an ihre Stelle treten. Bei schiffbaren Flüssen bringt man gewöhnlich nur den oberen Teil des Altwassers bezw. des aufgegebenen Armes einer Stromspaltung zur Verlandung und zwar namentlich dann, wenn sich an ihren Ufern Ortschaften oder gewerbliche Anlagen befinden oder wenn es Bedürfnis ist, einen Winterhafen herzustellen. Es bilden sich dann tot laufende Abzweigungen des Flusses, deren Wassertiefe sich ohne große Schwierigkeiten erhalten läßt, denn bei Hochwassern wird der Schlick durch die auf den verlandeten Teile befindlichen Pflanzungen zurückgehalten und die gröberen Sinkstoffe verfolgen meistenteils den Weg des Hauptarmes.

81. Bemerkungen über Wildbäche und Strommündungen. Das Ziel der Regelung der fließenden Gewässer ist im allgemeinen, ihren Naturzustand so umzugestalten, wie es für Landwirtschaft und Schiffahrt wünschenswert ist. Mit Schwierigkeiten ist dies stets verbunden, dieselben steigern sich aber in hohem Grade, wenn im natürlichen Zustande der Gewässer entweder die Ausnagung oder die Verlandung überwiegend ist, also bei den Wildbächen und bei der Mehrzahl der Strommündungen. Die betreffenden Bauten können hier nur angedeutet werden, wegen des Weiteren möge der Leser größere Werke zu Rate ziehen.

Bei den Wildbächen[241]), deren natürlicher Zustand in Art. 42 geschildert ist, pflegt man nicht von Korrektion, sondern von einer Verbauung zu sprechen.

---

[238]) Man vergleiche Handb. (3. Aufl.) Kap. XI, S. 493.

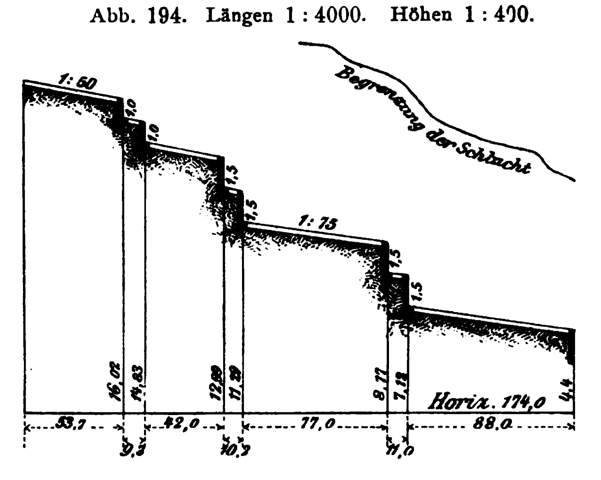
[239]) Näheres über Flußspaltungen und Flußvereinigungen s. Handb. Kap. XI, S. 391. — Von berühmten Durchstichen sind im Handbuche der Donau-Durchstich bei Wien (Kap. XI, S. 296) und die Rhein-Durchstiche oberhalb des Bodensees (Kap. XI, S. 476) ziemlich ausführlich besprochen. Die Rhein- und Neckar-Durchstiche bei Mannheim sind daselbst auf S. 396 erwähnt.

[240]) Handb. Kap. XI, S. 389.

[241]) Handb. Kap. XI, § 51 bis 60 und S. 473. Ferner Franzius-Frauenholz, Der Wasserbau im Handb. d. Baukunde, S. 321 ff.

Bei der Verbauung handelt es sich in erster Linie um die Bekämpfung der massenhaften Ausnagungen im Oberlaufe des Wildbachs, also in den Schluchten. Daß hierbei hauptsächlich steile Querbauten zur Anwendung kommen, welche mitunter sehr hoch (Talsperren), gewöhnlich aber von mäßiger Höhe (Sperren) sind, ist auf S. 157 bereits erwähnt. Diese Bauwerke vermindern das Sohlengefälle der Schluchten, indem sie die Gerölle usw. auffangen und schützen hierdurch mittelbar die Abhänge derselben vor größeren Abrutschungen. Die Bauweisen sind mannigfaltig; außer großen, trocken versetzten Steinen werden auch Holz und gemischte Bauweisen mit Erfolg verwendet. Die vereinzelt vorkommenden Uferbefestigungen beschränken sich auf die aus Trockenmauerwerk hergestellten, seitlichen Begrenzungen der genannten kleineren Bauwerke.

Abb. 194. Längen 1 : 4000. Höhen 1 : 400.



Den Höhenplan des Ausnagungsgebietes eines mit Sperren verbauten Wildbaches zeigt Abbildung 194. Man sieht, daß die Sperren paarweise angeordnet sind und daß zwischen je zweien sich ein kleines Becken befindet. Die in diesem Becken sich sammelnden Massen bilden eine Art Polster für die abstürzenden. Von verwandten Anordnungen, bei welchen die lebendige Kraft stark bewegten Wassers dadurch geschwächt wird, daß man es auf ruhendes aufstoßen läßt, also Wasserpolster herstellt, macht man auch in anderen Fällen Gebrauch.

Die Verbauungen mäßigen die Ausnagungen, sie können dieselben aber nicht ganz beseitigen, der Wildbach ist deshalb nach wie vor mitunter mit Geschieben überladen und für den Mittellauf desselben, noch mehr für seinen Unterlauf auf dem Schuttkegel ist die Gefahr eines Ausbrechens des Bachs (s. S. 121) vorhanden. An bedrohten Stellen des Mittellaufs wird dem Bache durch kräftige, eigenartig angeordnete Leitwerke ein bestimmter Weg vorgezeichnet, während auf den Schuttkegeln nicht selten ein regelmäßig gestaltetes Bett hergestellt wird. Bei diesen Rinnsälern oder Schalen kommen die Querschnittsformen der offenen Wasserleitungen zur Anwendung und Sohlen wie Seitenwände, namentlich die ersteren, erhalten kräftige Befestigungen; hierzu werden Steine, seltener Holz verwendet.

Wenn einer gefährlichen Ausbreitung der Schuttkegel ein Ziel gesetzt werden soll, namentlich aber, wenn man die massenhaften Sinkstoffe eines Wildbachs von dem Gebirgsfluß, in den er mündet, fern halten will, begrenzt man ansehnliche Flächen minderwertiger Grundstücke mit Dämmen und leitet den Wildbach auf den in dieser Weise hergestellten Ablagerungsplatz. Am unteren Ende eines solchen wird ein Überfall erbaut, über den das von gröberen Sinkstoffen befreite Wasser abfließt. Es ist selbstverständlich ausgeschlossen, die Ablagerungsplätze in gewöhnlicher Weise zu bewirtschaften, die aufgefangenen Sinkstoffe und Steine lassen sich

aber oft für Straßen und Eisenbahnen, selbst als Bausteine für kleinere Kunstbauten, verwenden.

Bei den Strommündungen und ihren Gebieten handelt es sich, wie gesagt, hauptsächlich darum, die Verlandungen zu bekämpfen, und dies gilt sowohl von den Mündungen schwacher, wie von solchen mit starker Flut. Die ersteren sind gewöhnlich Mündungen der Flüsse eines Deltas[242]). Wenn man berücksichtigt, was bei anderen Gelegenheiten einerseits von den verschiedenen Graden der Schleppkraft und von dem Sinkstoffreichtum der Flüsse, andererseits von den Riff- und Barrenbildungen, sowie von den Küstenströmungen des Meeres gesagt ist, so erklärt sich, weshalb vor den bezeichneten Mündungen sehr oft unregelmäßige Untiefen angetroffen werden, welche den großen Schiffen das Einfahren in den Fluß unmöglich machen, bis es gelingt ein genügend tiefes Fahrwasser herzustellen. Das zu diesem Zwecke vorzugsweise und mit Erfolg benutzte Mittel besteht darin, daß man im Anschluß an die natürliche Mündung große, in der Regel paarweise auftretende Leitdämme herstellt, welche die Strömung des Flusses zusammenhalten, aber auch dem Fahrwasser gegen Küstenströme und Wellenschlag Schutz gewähren. Es werden nun bekanntlich auch andere, im Bereiche des Flusses liegende Dämme Leitdämme genannt und dies dürfte Veranlassung sein, daß sich für jene im Meere erbauten Leitdämme die Bezeichnung Mole mehr und mehr einbürgert. Genau genommen kommt dieser Namen nur solchen Leitdämmen und zungenförmigen Querbauten der Seehäfen zu, welche mit Einrichtungen zum Anlegen der Schiffe und sonstigen Ausrüstungen versehen sind.

Die Krone der Molen muß sturmflutfrei sein, ihre Länge erstreckt sich bis zur äußeren Barre und darüber hinaus, sie wird oft nach Kilometern gemessen, Vergrößerungen der anfangs hergestellten Längen werden nicht selten erforderlich. — In einzelnen Fällen, in denen mittels der Molen ein genügend tiefes Fahrwasser nicht beschafft werden konnte, hat man unter Anwendung von Durchstichen und Seekanälen ganz neue Mündungen beschafft.

Auch an den Mündungen der Flüsse mit starker Flut müssen nicht selten Molen erbaut werden, ferner ist ihnen und den Mündungen mit schwacher Flut gemeinsam, daß behufs Herstellung der neuerdings geforderten Fahrtiefen umfangreiche Baggerungen in der Regel unentbehrlich sind.

Im übrigen kommt es bei starker Flut hauptsächlich auf eine sachgemäße und eigenartige Behandlung des Mündungsgebiets an[243]). Hierbei ist vor allem andern dafür zu sorgen, daß die aus der See kommende Flutwelle möglichst ungehindert in den Fluß hinein und aus ihm heraus laufe. Wenn dies geschieht, werden die Wassermenge und die Geschwindigkeit der Ebbeströmung, auf welche es hauptsächlich ankommt, in hohem Grade gesteigert. „Um derartiges zu erreichen, ist das Flutgebiet von scharfen Krümmungen, namentlich im Niedrigwasserbett, zu befreien, alle Stromspaltungen sind möglichst zu beseitigen, sodaß ein einheitlicher Schlauch entsteht, dabei sind die größeren abgeschnittenen Arme von unten her offen zu lassen, damit sie sich mit Flutwasser füllen können, somit sowohl bei Flut als auch bei Ebbe die

---

[242]) Handb. Kap. XVIII, § 7 bis 10. Vergl. auch Kap. XX, S. 635.

[243]) Handb. Kap. XVIII, § 16 bis 23. Ferner Franzius. Der Wasserbau im Handbuch d. Bauk. S. 191 ff.

durch die untere Flußstrecke strömende Wassermenge vermehren. Endlich sind die Ufer frei von natürlichen und künstlichen Vorsprüngen, namentlich frei von Buhnen, zu halten, denn alle scharfen Krümmungen, Spaltungen und Vorsprünge verzehren einen Teil der lebendigen Kraft der anlaufenden Flutwelle. Letztere erhält aber ihre Kraft lediglich aus dem offenen Meere und kann Verlorenes nicht wieder gewinnen. Einem schwachen Flutauflauf entspricht aber ein gleich schwacher Ebbeauslauf, wenn man von dem Zufluß des Oberwassers absieht."

Das zu erstrebende Normalprofil ist dreiteilig. Der untere Teil ist das Niedrigwasserbett, im mittleren Teil findet der regelmäßige Wechsel der Tiden statt, der obere Teil wird nur bei ungewöhnlichen Fluten, namentlich bei Springfluten, zum Teil oder ganz gefüllt. Weil es sich hauptsächlich um Förderung der Seeschiffahrt handelt, liegt der Schwerpunkt in der Ausbildung eines genügend breiten und möglichst tiefen Niedrigwasserbetts. Hierzu sind erfahrungsgemäß niedrige Leitdämme dienlich; sie begrenzen das Niedrigwasserbett und werden nicht selten aus Sinkstücken hergestellt s. Abb. 195. Die Sinkstücke werden mit Steinen bedeckt und an der Hinterseite sobald als möglich mit gebaggerten Massen angeschüttet. Die Breite zwischen den Leitdämmen sollte am oberen Ende der Regulierung mindestens 60 bis 70 m betragen, stromabwärts muß sie stetig in dem Maße zunehmen, wie es der wachsenden Menge des bei Ebbe abfließenden Wassers entspricht. — In der angegebenen Weise sind namentlich Korrektion und Regulierung der Weser zwischen Bremen und Bremerhaven beschafft.

Abb. 195.



Eigenartig ist die Anordnung der Sinkstücke für die Gründung eines neuerdings ausgeführten, hochwasserfreien Leitdamms bei Altona. Die Anfertigung geschah unter ausschließlicher Verwendung von galvanisiertem Eisendraht für Ober- und Unterrost, Bindleinen, Senktaue, Flußzäune. Die einzelnen Sinkstücke hatten teils 5,0 teils 10,8 m Breite und eine Länge von 100 bis 150 m. Beim Versenken wurde auf Vermeidung von breiten Fugen besondere Rücksicht genommen. Zu diesem Zwecke versenkte man nur einen Teil eines jeden Sinkstücks, während man ein Ende desselben auf dem Wasser treiben ließ und das folgende Sinkstück wurde mit jenem durch Eisendraht fest verbunden. Das treibende Ende wurde dann zusammen mit einem Teile des folgenden versenkt, das Ende des letzteren wurde wiederum treibend gehalten und so fort. Näheres in: Regulierung der Unterelbe von Hamburg bis Nienstedten. Zentralbl. der Bauverw. 1902, S. 358.

Durch die Befestigung der Ufer, bei welcher in der Regel die in Art. 78 besprochenen Mittel Anwendung finden, sind außer der Strömung sowohl die vom Winde erzeugten, wie die von den Dampfschiffen hervorgerufenen Wellen zu bekämpfen und wegen der genannten Gestaltung des Betts entstehen mitunter zwei in verschiedenen Höhen liegende Reihen von Befestigungen. Man vergleiche Bücking, Schutz der Ufer der Weser zwischen Bremen und Vegesack. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 214.

Zehnter Abschnitt.

Schiffsschleusen.

---

82. Einleitung. Die Schiffsschleusen teilen sich hinsichtlich ihrer Verwendung in Flußschleusen, Kanalschleusen und Seeschleusen. Die Fluß- und Kanalschleusen sind meistenteils Kammerschleusen; über ihre Entstehung und ihre Erfolge ist in Art. 54 das Wesentliche gesagt, auch einige Benennungen, z. B. Oberhaupt, Unterhaupt, Kammer, Stemmtor usw. sind daselbst erläutert. Ferner hat Art. 56 Angaben über die bei Flußkanalisierungen vorkommenden Schleusen gebracht. Von den Seeschleusen, welche teils Seekanalschleusen, teils Hafenschleusen sind, ist bis jetzt nur insofern die Rede gewesen, als auf S. 178 angedeutet wurde, daß die Schiffsschleusen in naher Beziehung zu den Deichschleusen stehen. Dies soll nun weiter ausgeführt und begründet werden.

Die von Seedeichen begrenzten Niederungen (vergl. S. 219) liegen meistenteils etwas tiefer, als das gewöhnliche Hochwasser der See und des Flutgebiets der Flüsse, aber viel tiefer, als die außergewöhnlichen Fluten; behufs ihrer Entwässerung mußte man deshalb in den Deichen zahlreiche Durchlässe mit Verschlußvorrichtungen anlegen und die Verschlüsse, welche sich an der Aussenseite der so entstandenen Deichschleusen oder Siele befinden, müssen aus naheliegenden Gründen selbstwirkend sein. Dieser Anforderung entsprechen unter anderm Flügeltüren, welche die Hochwasser selbsttätig abhalten oder „kehren", sobald man dafür sorgt, daß sie sich während des Ausflusses des Wassers nicht ganz öffnen. Während trockener Zeiten muß aber die Entwässerung unterbrochen werden, deshalb wird die Deichschleuse auch an der Binnenseite mit einer Verschlußvorrichtung, in der Regel mit einem Schütz, versehen. Auf diese Weise und nötigenfalls unter Zuhilfenahme von Wasserhebewerken kann man in den Entwässerungsgräben der Niederungen während des ganzen Jahres bestimmte, den Anforderungen der Landwirtschaft entsprechende Wasserstände erzielen.

Abb. 196. M. 1 : 1000.

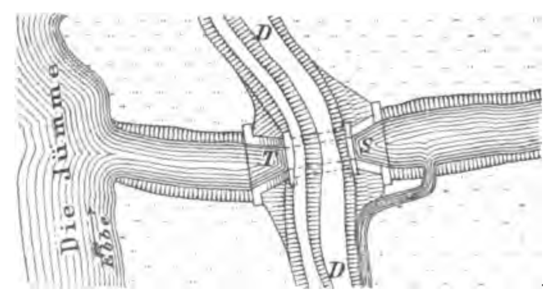


Abb. 196 zeigt den Lageplan einer Deichschleuse. DD ist der Deich, bei T befinden sich die Türflügel, bei S befindet sich ein Schütz.

Wenn Deichschleusen nur der Entwässerung dienen, macht man sie gewöhnlich nicht über 3 bis 4 **m** weit und vergrößert nach Bedarf die Zahl der Öffnungen. Die Anordnung der Einzelheiten und die Ausführung erfordern große Sorgfalt, weil die Verschlußvorrichtungen auch bei sehr hohen Außenwasserständen dicht halten müssen und weil das Bauwerk gegen Unterspülung gesichert sein muß.

In den Gegenden, um welche es sich hier handelt, waren früher Flüsse und Entwässerungskanäle die vorwiegend, hie und da sogar die ausschließlich zur Verfügung stehenden Verkehrswege, auch die Küstenschiffahrt wurde daselbst seit langer Zeit geübt. Dies hatte zur Folge, daß ein Teil der massiven Deichschleusen durch Vergrößerung ihrer Lichtweite (bis auf etwa 9 **m**), und unter Beibehaltung einer gewölbten Decke, schiffbar gemacht wurde, um kleineren Fluß- und Küstenschiffen das Innere des Landes zugänglich zu machen.

An Hauptpunkten des Verkehrs, woselbst zahlreiche und größere Schiffe einliefen, genügte das aber nicht, an diesen beseitigte man jene Decke, es wurden also offene schiffbare Deichschleusen erbaut. An die Stelle der Sieltüren, welche oben und unten einen Anschlag haben, traten nunmehr Stemmtore und an der Außenseite wurde bei wichtigen Bauwerken der Sicherheit wegen dem ersten ein zweites, ebenfalls das Außenwasser kehrendes Stemmtor beigefügt, was übrigens auch bei Sielen nicht selten vorkommt. Ferner wurde an der Binnenseite ein das Binnenwasser kehrendes Stemmtor an Stelle des Schützes der Siele angebracht.

Derartige Schleusen haben demnach außen zwei Fluttore und innen ein Ebbetor, die ersteren, oder wenigstens eines derselben treten in Tätigkeit, wenn die Flut die Höhe des normalen Binnenwasserstandes erreicht hat, das letztere wird bei Ebbe nach Bedarf geschlossen, wenn ein zu tiefes Sinken des Binnenwassers verhindert werden soll. Der Schleusenkörper ist gemeinsam, die Schleusen sind also einhäuptig.

Abb. 197.

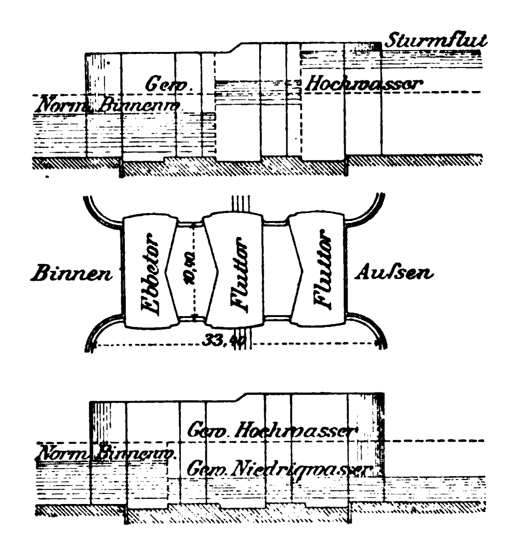


Abb. 197 zeigt den Grundriß einer offenen Deichschleuse nebst zwei Höhenplänen. Im Grundriß sind die Tore nicht gezeichnet, in den Höhenplänen sind nur die zur Zeit geschlossenen Tore und zwar durch gestrichelte Linien angedeutet. Der obere Höhenplan zeigt die Fluttore geschlossen, er zeigt auch, daß man bei außergewöhnlichen Fluten behufs Verminderung der Belastung des äußeren Fluttores zwischen diesem und dem zweiten einen mittleren Wasserstand herbeiführen kann. In dem unteren Höhenplan ist die Lage des Wasserspiegels bei geschlossenem Ebbetor und niedrigem Außenwasser gezeichnet.

Aus dem Vorstehenden ergibt sich, daß die besprochenen Schleusen nur dann befahren werden können, wenn sämtliche Tore geöffnet sind, also nur zeitweilig;

sowohl bei hohen Fluten, wie bei niedrigen Außenwasserständen müssen die Schiffe warten, bis Außenwasser und Binnenwasser sich nahezu ausspiegeln. Die hieraus entspringenden Übelstände werden dadurch gesteigert, daß an die Bedienung der Ebbetore seitens des Verkehrs andere Anforderungen gestellt werden, als seitens der Landwirtschaft, indem die letztere einer ausgiebigen Entwässerung der Ländereien wegen in der Regel niedrige, der Schiffahrt nachteilige Binnenwasserstände erstrebt.

Die gewöhnlichen Hafenschleusen sind hinsichtlich ihrer allgemeinen Anordnung den offenen Deichschleusen nahe verwandt, weil die Verwendung nahezu die gleiche bei beiden ist. Durch die Erbauung einer Schiffsschleuse zwischen einem Hafenbecken und dem Wasser der See bezw. der Flußmündungen bezweckt man die Gewinnung eines geringen Schwankungen unterworfenen Wasserspiegels im Becken, es muß also auch in diesem Falle hohen Fluten der Eintritt verwehrt und bei Ebbe ein Sinken des Spiegels verhindert werden. Ein Unterschied in der Gesamtanordnung der offenen Deichschleusen und der Hafenschleusen besteht insofern, als bei letzteren nicht selten ein Fluttor genügt.

Mitunter bringen es die Örtlichkeiten mit sich, daß derartige Hafenschleusen in zwei Bauwerke zerlegt werden, dann führt das ein Fluttor enthaltende Bauwerk den Namen Schutzschleuse oder Sperrschleuse, während das ein Ebbetor enthaltende Dockschleuse heißt. Es kommt nicht selten vor, daß ein größerer Hafen verschiedene mit Dockschleusen versehene Hafenbecken hat. Zur Erklärung dieses Namens sei bemerkt, daß man in England die mit Speichern und dergl. ausgestatteten Hafenbecken Docks nennt.

Gewöhnliche Hafenschleusen, Schutzschleusen und Dockschleusen sind ebenso wie die offenen Deichschleusen insofern unvollkommen, als sie nur zeitweilig befahren werden können und hieraus erklärt sich erstens, daß man bei nicht sehr großem Wechsel der Außenwasserstände auf die Herstellung von Schiffsschleusen verzichtet, also „offene" Häfen anlegt, und zweitens, daß man, wenn Schleusen unentbehrlich erscheinen, bei lebhaftem Verkehr die Hafenschleuse mit einer Kammer versieht. Bei einfachster Anordnung haben solche Schleusen ein Fluttor, daneben ein Ebbetor, eine Kammer und ein zweites Ebbetor.

Die Einfahrten in Seekanäle werden bei starkem Flutwechsel stets mit Kammer-

Abb. 198.



schleusen versehen, dann kommt aber zu den soeben genannten Teilen noch ein Fluttor im Binnenhaupte hinzu (Abb. 198) und dies Fluttor hat im wesentlichen denselben Zweck, wie die zweiten Fluttore der offenen Deichschleusen.

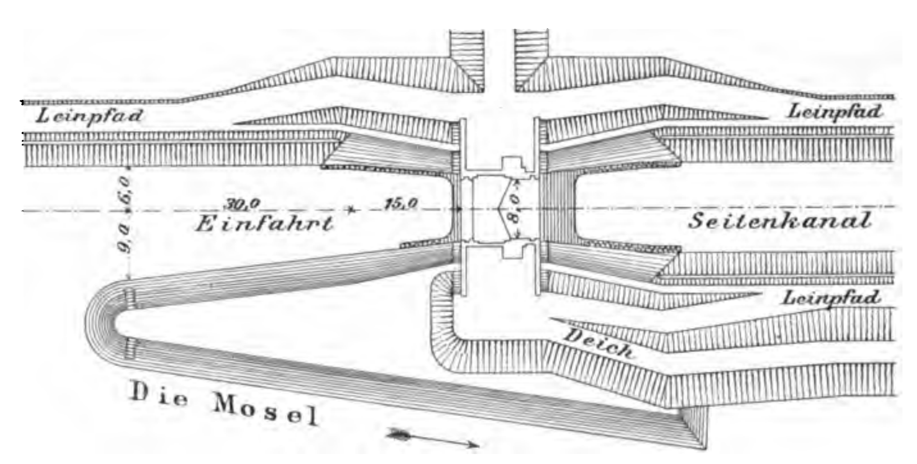
Von der weiteren Entwickelung der Grundrißformen der Kammerschleusen wird in Art. 88 die Rede sein.

Kammerschleusen für Seeschiffe sind vergleichsweise selten, dagegen sind Flußschleusen und die Schleusen der Binnenkanäle in der Regel Kammerschleusen,

während hier Schutzschleusen nur ausnahmsweise vorkommen, beispielsweise an Mündungen langer Seitenkanäle, um von letzteren die Hochwasser abzuhalten[244]).

Abb. 198a bringt den Lageplan einer solchen gelegentlich der Kanalisierung einer Strecke der Mosel in einem hochwasserfreien Deiche erbauten Schutzschleuse.


Abb. 198a. M. 1 : 1000.



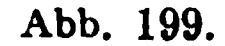
Im Nachstehenden sollen nun zuerst die Benennungen und die Hauptabmessungen derjenigen Bestandteile der Schiffsschleusen erörtert werden, welche bei allen Schleusen vorkommen. Dann werden die Stemmtore im allgemeinen und hiernach die hölzernen Stemmtore hinsichtlich der Berechnungen und der Einzelheiten besprochen werden. Die Anordnung der festen Teile der Schleusen, insbesondere der Schleusenhäupter, ist wesentlich durch die Tore bedingt, sie wird deshalb nach diesen zur Besprechung gelangen. Nachdem sodann von den Kammerschleusen das Wesentlichste und Eigenartige gesagt ist, wird schließlich ein Überblick über verschiedene Gegenstände des Schleusenbaues gegeben werden, auf deren eingehendere Besprechung verzichtet werden mußte.

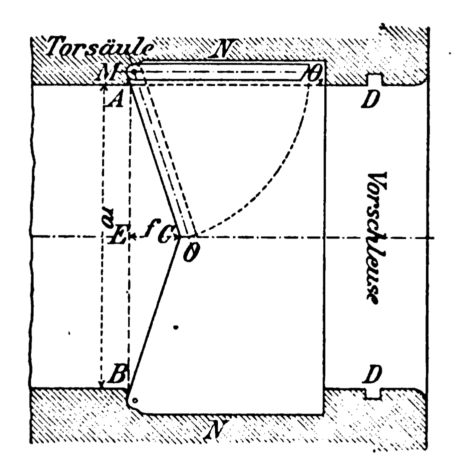
83. Einhäuptige Schleusen. Ermittelung der Abmessungen. Das Ganze der festen Teile einer Schiffsschleuse ist der Schleusenkörper, von den beweglichen Teilen sind die Tore die wichtigsten. Schleusenkörper und Tore sind mit einander verwachsen. Man muß deshalb die Tore bei dem Entwurf der inneren Begrenzungen des Körpers von vornherein berücksichtigen, anfangs, bei einem vorläufigen (generellen) Entwurf, nur hinsichtlich ihrer Form und ihrer Hauptabmessungen, später auch hinsichtlich der Einzelheiten.

Für den vorliegenden Zweck empfiehlt es sich, zunächst die Besprechung auf die einhäuptigen Schleusen zu beschränken und zwar auf solche mit Stemmtoren. Diese Bauwerke haben als Schutzschleusen und als Dockschleusen nur ein Tor, als gewöhnliche Hafenschleusen aber ein Fluttor (mitunter deren zwei) und ein Ebbetor. Man kann dieselben auch „Dockschleusen mit Fluttoren" nennen. Die Benennungen der wichtigsten Bestandteile sind folgende:

[244]) Über die vereinzelten Fälle, in denen Schiffsschleusen bei Flußhäfen vorkommen, vergl. Handb. (3. Aufl.) Kap. XI, S. 586.

Ein Stemmtor hat zwei Torflügel, welche sich in geschlossenem Zustande seitlich an Torsäulen und unten an die Schlagschwelle oder den Drempel lehnen. Wenn man, was oft geschieht, die Torflügel Tore nennt, so ist das eine Abkürzung, aber genau genommen nicht richtig. ABC (Abb. 199) ist das Drempel-Dreieck. Das Öffnen der Torflügel darf die Lichtweite der Schleuse selbstverständlich nicht veringern, im Mauerwerk sind deshalb Tornischen NN herzustellen. Der zwischen je zwei Tornischen liegende Raum ist die unten durch den Torkammerboden begrenzte Torkammer. Die Stellen der Tornischen, welche die Drehachsen M der Torflügel aufnehmen, heißen Wendenischen. Vor der Torkammer liegt die n der Regel mit Dammfalzen D ausgestattete Vorschleuse. Ähnlich wie bei verwandten Bauwerken pflegen sich an die Schleusenmauern Flügel anzuschließen, die eine Verbindung zwischen jenen und den benachbarten Erdkörpern herstellen.


Abb. 199.



Über die wichtigeren Abmessungen der Schiffsschleusen und über die inneren Begrenzungen des Schleusenkörpers ist folgendes zu bemerken[245]):

Für die Lichtweiten, welche mit w bezeichnet werden sollen, ist in erster Linie die Breite der Schiffe maßgebend, wobei aber bei Fluß- und Kanalkähnen auf die in Art. 71 erwähnten Scheuerleisten Rücksicht zu nehmen ist. Außerdem müssen Spielräume zwischen Schiff und Mauer vorhanden sein, bei deren Bemessung die Geschwindigkeit in Betracht kommt, mit welcher die Schleusen befahren werden. Wenn diese, wie es beim Einfahren der Schiffe in Kammerschleusen der Fall, sehr gering ist, genügt bei den genannten Kähnen 0,15 m Spielraum an jeder Seite, die Scheuerleisten nehmen etwa ebensoviel Raum ein. Hieraus ergeben sich 8,6 m Schleusenweite für 8,0 m und 9,6 m für 9,0 m breite Kähne. Für neue Schleusen größerer deutscher Wasserstraßen wird das letztgenannte Maß empfohlen. Große Rheinkähne beanspruchen mindestens 10,5 m Schleusenweite.

Für Seeschleusen mit Kammer empfiehlt L. Franzius 0,3 bis 1,0 m Spielraum an jeder Seite. Wegen der Breiten der Seeschiffe vergleiche man S. 238.

Wenn die Schleusen mit einer nennenswerten Geschwindigkeit befahren werden, was bei den meisten Hafenschleusen der Fall ist, genügen die angegebenen Spielräume nicht, es ist vielmehr je nach Umständen 1,0 bis 2,0 m Spielraum an jeder Seite anzunehmen.

Nach Ermittelung der Lichtweite hat man die Höhe des Drempeldreiecks festzulegen. Im folgenden Artikel wird nachgewiesen, daß die Tore, theoretisch betrachtet, am billigsten ausfallen, wenn die Höhe f des Drempeldreiecks gleich $^1/_3$ w

---

245) Handb. (3. Aufl.) Kap. XIV, § 4, vergl. auch S. 169 und 171.

ist, daß aber Gründe vorhanden sind, das Verhältnis $\frac{f}{w}$ erheblich kleiner, nämlich etwa $= \frac{1}{6}$, höchstens $= \frac{1}{5}$ anzunehmen.

Aus der Dicke der Torflügel ergibt sich nun die Grundriß-Mittellinie MO des geschlossenen Flügels (Abb. 199). Wenn das Tor geöffnet ist, müssen die Flügel hinter die Flucht der Seitenmauern der Schleuse um 10 bis 15 cm zurücktreten, hieraus erhält man die Lage der Linie MO_1 und der Schnittpunkt M gibt die Lage der lotrechten Drehachse des Tores näherungsweise an; Genaueres folgt in Art. 86.

Die Länge der Tornische muß (etwa um 25 cm) größer sein, als die Breite des Torflügels, damit beim Öffnen des letztern der Ausfluß des zwischen ihm und dem Mauerwerk sich stauenden Wassers erleichtert wird. Auch zwischen dem geöffneten Flügel und dem Mauerwerk muß ein Spielraum verbleiben und die seitliche Begrenzung der Tornische richtet sich nach der Form und sonstigen Beschaffenheit des Tores, vergl. Art. 84.

Die Länge der Vorschleuse wird hauptsächlich durch die Zahl der Dammfalze bedingt, welche man als erforderlich erachtet [246]). Man wird bei Schleusen von mäßiger Größe (bis etwa 12 m) mit e i n e m Dammfalz an jeder Seite auskommen, dagegen bei größeren Schleusen doppelte Dammfalze anordnen. In letztgenanntem Falle kann man die Länge der Vorschleuse dadurch einschränken, daß man einen der Dammfalze an das Ende der Tornische legt. — Man darf nicht unterlassen, namentlich die äußeren Ecken der Vorschleuse kräftig abzurunden, teils der Haltbarkeit wegen, teils um den Widerstand, welchen die Schiffe beim Einfahren finden, zu verringern. Man vergleiche hierzu S. 63.

Bei Bemessung der Länge der Torsäulen ist auf die zur Befestigung der Torflügel unentbehrlichen Verankerungen Rücksicht zu nehmen, besonders, wenn es sich um Schutzschleusen und Dockschleusen handelt. Bei gewöhnlichen Hafenschleusen sind die Torsäulen des Fluttors zugleich Torsäulen des Ebbetors. Wenn eine solche Schleuse der Sicherheit wegen zwei Fluttore erhält, beginnen die Torsäulen des äußern an den Enden der Tornischen des inneren Fluttors.

Behufs Bestimmung der H ö h e n l a g e d e s S c h l e u s e n b o d e n s ist festzustellen, bei welchem Wasserstande die Schleuse noch befahren werden soll, wie groß der Tiefgang der Schiffe und wie viel Spielraum zwischen Kiel und Schleusenboden denselben zu gewähren ist. Auch hierbei muß die Fahrgeschwindigkeit berücksichtigt werden. Bei sehr langsamem Einfahren kann man einen Spielraum von 0,25 m annehmen, während bei größerer Geschwindigkeit der dann vorkommenden Schwankungen der Schiffe wegen das Doppelte kaum genügt. — Wenn Vertiefungen der mit der Schleuse in Verbindung stehenden Wasserstraße in Aussicht sehen, ist eine noch tiefere Lage des Schleusenbodens angezeigt.

Die Böden der Fluß- und Kanalschleusen liegen im Querschnitt horizontal, nicht minder sämtliche Torkammerböden, bei Seeschleusen aber haben die zwischen den Torsäulen und in der Vorschleuse befindlichen Böden nicht selten eine cylindrische Begrenzung erhalten, so daß umgekehrte Gewölbe entstanden. Die großen Pfeilhöhen, welche man jenen Gewölben mitunter gegeben hat, sind neuerdings nicht mehr am

---

[246]) Vergl. Handb. Kap. XIV, S. 158.

am Platze, zumal die neueren eisernen Schiffe in der Regel keinen vorspringenden Kiel, dagegen nicht selten Kimmkiele haben, vergl. Abb. 150, S. 237.

Der Torkammerboden liegt versenkt, und das Maß der Senkung setzt sich zusammen aus der Höhe des Anschlags der Torflügel und der Höhe, welche von dem Zapfen nebst Zubehör, auf dem das Tor ruht, beansprucht wird. Eine große Höhe befördert die Dichtheit des Anschlags nicht, es kommt hauptsächlich auf eine sorgfältige Ausführung an; man kann annehmen, daß 10 bis 20 cm je nach Umständen ausreichen. Der Zapfen nebst Zubehör beansprucht mindestens 15, höchstens 25 cm Höhe, so daß der Torkammerboden 25 bis 45 cm tiefer als die Oberfläche des Drempels in dessen Mitte liegt. — Es braucht wohl kaum bemerkt zu werden, daß die einzelnen Teile des Bodens der einhäuptigen Schleusen im übrigen ein und dieselbe Höhenlage haben.

Die Seitenmauern der Schleusenhäupter sind an der Innenseite, von vereinzelten Ausnahmen abgesehen, lotrecht begrenzt, ihre Höhe wird durch die Höhe der Tore bedingt, diese aber durch die Wasserstände. Bei Hafenschleusen sind sorgfältige Untersuchungen über die Wasserstände des Außenwassers anzustellen, um außer den höchsten Ständen auch den mittleren Hochwasserstand zu ermitteln. Namentlich der letztere ist wichtig, weil er in der Regel den normalen Wasserstand der Hafenbecken festlegt. Von den Gefällen der Fluß- und Kanalschleusen wird in Art. 88 die Rede sein.

Bei Bemessung der Höhe der Fluttore der Seeschleusen ist die Wellenhöhe zu berücksichtigen. Mitunter ist es kein erheblicher Übelstand, wenn die Kämme der Wellen das äußere Tor überspritzen, dann kann es genügen, wenn Oberkante desselben etwa 0,6 m über dem höchsten Spiegel des Außenwassers liegt. Sicherer ist es, dies Maß auf etwa 1,0 m zu erhöhen, selbst bei einer ziemlich geschützten Lage der Schleuse. Die Höhe eines zweiten Fluttores pflegt man etwas und mitunter erheblich geringer zu bemessen, als die des äußeren, vergl. Abb. 197, S. 291.

Ebbetore sind selbstverständlich niedriger als Fluttore, für jene ist ein Wasserstand des Hafenbeckens maßgebend, welcher höher als der normale, aber noch zulässig ist.

Über das Maß, um welches die Oberkante der Ebbetore und aller vor Hochwasser geschützten Tore sich über den Wasserspiegel erhebt, können allgemein gültige Angaben nicht gemacht werden. Unter Umständen kann die Oberkante der genannten Tore in der Linie des maßgebenden Wasserspiegels liegen. In der Regel ist aber ein Abstand vorhanden, welcher bis etwa 70 cm steigen kann. Es kommt hierbei unter anderm in Betracht, ob das Tor aus Holz oder aus Eisen hergestellt ist.

Oberhalb des Tores befindet sich der später zu besprechende Halszapfen nebst Lager, an letzteres schließen sich die bereits erwähnten Verankerungen an. Diese liegen nicht selten unter den Deckplatten der Schleusenmauern, es ist jedoch nicht ausgeschlossen, ihnen eine höhere Lage zu geben. In erst genanntem Falle liegt die Oberkante der Deckplatten ungefähr 50 cm über der Oberkante des Tors. Wie fest Tore und Schleusenkörper miteinander verwachsen sind, zeigt sich auch hier.

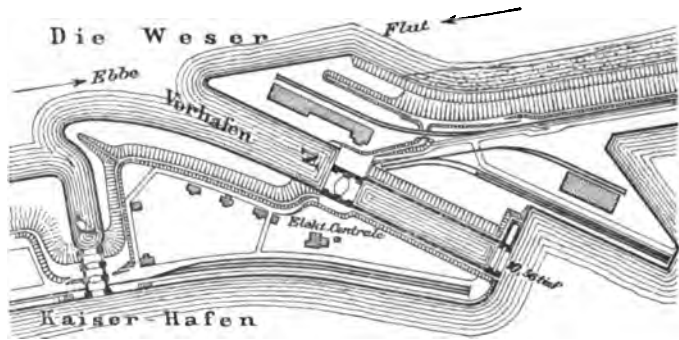
Bei gewöhnlichen Hafenschleusen bedingt die Höhe des Fluttors die Höhe des Schleusenkörpers in seiner ganzen Erstreckung, weil der Abstand des zwischen Fluttor und Ebbetor nicht groß ist. Auch Flügel, welche rechtwinklig zur

Schleusenachse liegen, erhalten jene Höhe, während bei Winkelflügeln die obere Begrenzung geneigt zu sein pflegt.

Im allgemeinen sind also die maßgebenden Wassserstände und der Tiefgang der Schiffe die Grundlagen für die Bestimmung der Höhenabmessungen der besprochenen Schleusen. Ein Beispiel ist die in Abb. 200 mit A bezeichnete 17,0 m weite alte Kaiserschleuse zu Bremerhaven, während eine weiter unten erwähnte



Abb. 200. M. 1 : 10000.



Schleuse mit N bezeichnet ist. Die erstere hat zwei Fluttore und ein Ebbetor. Das mittlere Hochwasser der Weser liegt auf + 3,56 m am Bremerhavener Pegel, der Drempel der Schleuse auf — 4,30, Abstand 7,86; das entspricht einem Tiefgange der einfahrenden Schiffe von etwa 7,50 m. Der höchste Hafenwasserstand ist + 4,0 m, dies wird wahrscheinlich auch die Höhe der Oberkante der Ebbetore sein. Der höchste bekannte Hochwasserstand (Sturmflut) liegt auf + 7,04, also 3,48 m höher als der mittlere. Oberkante der Fluttore liegt auf + 7,80 und Oberkante der Schleusenmauern 0,20 m darüber, also auf + 8,0 m. Die Fluttore sind somit ausschließlich des unteren Anschlags 12,10 m hoch.

84. Stemmtore[247]. Die Verschlußvorrichtungen der Hauptöffnungen der Schleusen sind meistenteils Stemmtore, über andere Arten wird in Art. 90 einiges gesagt werden.

Nach dem hauptsächlich benutzten Baustoff zerfallen die Tore in hölzerne und eiserne. Man hat früher ausschließlich hölzerne Tore, selbst für große Lichtweiten, hergestellt, bis die Massenerzeugung des Eisens auch auf diesem Gebiete große Fortschritte gezeitigt hat. Die Mehrzahl der Ingenieure ist der Ansicht, daß Holztore jetzt nur bei mäßigen Lichtweiten der Schleusen (bis etwa 12 m) am Platze seien, und daß das Holz sich um so weniger eigne, je größer das Tor. Bei Seeschleusen sei auch zu berücksichtigen, daß Holz an vielen Orten den Angriffen des Bohrwurms ausgesetzt ist. Ein wesentlicher Vorteil der eisernen Tore besteht ferner darin, daß sie eine größere Dauer haben, als hölzerne. Von namhaften englischen Ingenieuren wird jedoch diese Ansicht insofern nicht geteilt, als dieselben dem in British Guyana heimischen Greenheart-Holze ein fast unbegrenzte Dauer zuschreiben, namentlich soll dasselbe vom Bohrwurm nicht angegriffen werden.

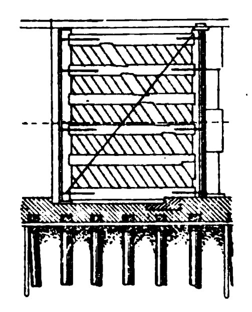
---

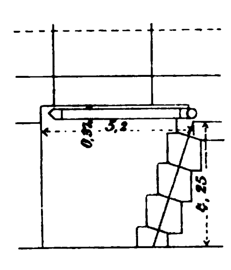
[247]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XIV, § 15 u. 17.

Bevor nun auf Gestaltung der Tore eingegangen wird, sind die Benennungen der Hauptteile eines Torflügels, soweit dieselben bei allen Toren vorkommen, namhaft zu machen.

Jeder Torflügel hat ein Gerippe und eine Bekleidung desselben. Zu dem ersteren (Abb. 201) gehören: die Wendesäule, welche unten mit einem Spurzapfen nebst Pfanne, oben mit einem Halszapfen nebst Lager ausgerüstet ist, und die Schlagsäule; diese beiden Teile stehen lotrecht. Die wagerechten Teile sind: der Obertramen, der Untertramen und die Riegel. Der Rahmen besteht aus den beiden Säulen und den beiden Tramen; bei hölzernen Toren werden die letzteren auch oberes und unteres Rahmholz genannt An Stelle der Riegel treten bei eisernen Toren mitunter lotrechte Pfosten. — Die Bekleidung des Gerippes ist bei hölzernen Toren stets einseitig, bei eisernen Toren ist sie entweder einseitig oder zweiseitig.

Abb. 201. M. 1:250.





Hinsichtlich der Grundrißform unterscheidet man ebene und gekrümmte Torflügel. Die ebenen Flügel sind namentlich bei hölzernen Stemmtoren am Platze; sie sollen in den folgenden Artikeln hinsichtlich ihrer Berechnung und ihrer Einzelheiten besprochen werden. Auch ebene eiserne Tore werden für Schleusen von mäßigen Lichtweiten nicht selten gewählt. Man versieht dergleichen Tore und die eisernen Tore überhaupt am unteren Anschlage, an der Wendesäule und an der Schlagsäule in der Regel mit hölzernen Dichtungsleisten. Ferner ist die Gestaltung der in der Wendenische liegenden Teile eigenartig. Die hölzernen Tore haben eine Wendesäule mit abgerundetem Rücken, diese Form in Eisen herzustellen ist umständlich und es genügt, wenn die eiserne Wendesäule einen I-förmigen oder kastenförmigen Querschnitt erhält; sie lehnt sich alsdann nur an einzelnen Punkten mit Hülfe sogenannter Stützwinkel gegen die Wendenische.

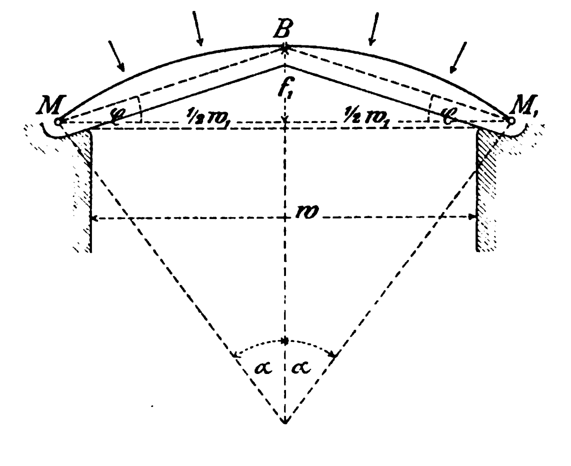
Es ist beachtenswert, daß Stützwinkel eine Kürzung der Länge der Tornische ermöglichen, weil beim Öffnen des Tores das sich stauende Wasser einen neuen Weg erhält. Auch hieraus ersieht man die Wechselwirkung zwischen Tor und Schleusenkörper.

Gekrümmte Torflügel d. h. diejenigen, deren Grundrißachse eine krumme Linie ist, haben bei mäßigen Schleusenweiten eine einseitige Bekleidung und zwar derart, daß dieselbe den Teil eines Kreiscylinders bildet. Die Beanspruchung der Blechwand ist alsdann derjenigen der Wandungen eines cylindrischen Wasserbehälters (Art. 21) nahe verwandt, von letzterer jedoch insofern verschieden, als durch den Wasserdruck bei einem Behälter Zugspannungen, bei einem Schleusentore aber Druckspannungen entstehen. Hieraus folgt, daß die Blechwände der fraglichen Tore sorgfältig versteift werden müssen, ein Gerippe gewöhnlicher Art erhalten dieselben aber nicht.

Bei diesen Toren gibt es einen theoretisch vorteilhaftesten Wert des Halbmessers R und des Winkels α (Abb. 202), denn die theoretische Blechdicke δ wird

größer, wenn R kleiner wird, während sich die Erstreckung MBM der Blechwand umgekehrt verhält. Von der betreffenden Rechnung, in welcher α die Bogenlänge des Winkels α für $R = 1$ bezeichnet, sollen hier nur die Grundzüge aufgenommen werden.

Abb. 202.



$MM_1 = w_1$ ist der Abstand der beiden Drehachsen. Wenn p der Wasserdruck, k die zulässige Druckspannung, ist bei einem dünnwandigen, in das Wasser getauchten cylindrischen Gefäß $\delta = R \frac{p}{k}$ [248].

Die Höhe eines im Bereiche des Überdrucks liegenden Streifens der Blechwand MB sei = 1, dann ist ihr körperlicher Inhalt

$$V = R \frac{p}{k} . R\alpha = \frac{p}{k} R^2 \alpha \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 53.$$

oder, da $\alpha = \text{arc. sin} \frac{w_1}{2R}$

$$V = \frac{p}{k} . R^2 \text{ arc. sin} \frac{w}{2R}.$$

In Gl. 53 kann entweder R oder α als die Veränderliche behandelt werden, hier geschieht das Erstere, dann ergibt sich auf bekannte Weise ein Minimum von V, wenn

$$2 \text{ arc. sin} \frac{w_1}{2R} = 2\alpha = \frac{w_1}{\sqrt{4R^2 - w_1^2}} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 54.$$

Wenn man hierin $2R \sin. \alpha$ an die Stelle von w_1 setzt, folgt

$$\alpha = {}^1/_2 \operatorname{tg} \alpha \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 55.$$

somit $\alpha^0 = 66^0 46^1$.

Die Pfeilhöhe f_1 berechnet sich wie folgt:

$$\text{Winkel } \varphi = {}^1/_2 \alpha$$

$$\operatorname{tg} {}^1/_2 \alpha = \operatorname{tg} 33^0 23' = 0{,}66 = \frac{f_1}{{}^1/_2 w_1}$$

$$\text{also } f_1 = 0{,}33 . w_1.$$

Für α als Veränderliche gestaltet sich die Rechnung etwas einfacher; es ist das Minimum von

$$\text{Funktion } (\alpha) = \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha}$$

zu ermitteln. Das Ergebnis ist dasselbe.

Das theoretisch begründete Verhältnis $\frac{f_1}{w_1} = 0{,}33$ darf nicht ohne weiteres auf

---

[248]) Art. 21, S. 55. Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.) S. 407.

das Drempeldreieck übertragen werden; zahlreiche Gründe sprechen für einen erheblich kleineren Wert. Zunächst ist zu beachten, daß die zur Ausführung kommenden Blechstärken gekrümmter eiserner Tore mit einseitiger Bekleidung — ebenso wie die Blechstärken zylindrischer Wassergefäße — erheblich stärker sind, als die theoretisch ermittelten, so daß eine Vergrößerung des Halbmessers, also eine Verringerung des oben genannten Verhältnisses, angezeigt ist. Es kommt hinzu, daß hierdurch die Tornischen kürzer und weniger bauchig werden, daß ferner der Anschluß des Tores an einen geradlinig begrenzten Drempel erleichtert wird und dergleichen mehr.

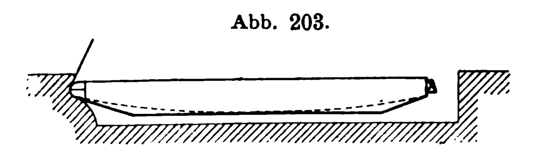
Bei den Toren der 8,6 m weiten Schleusen des Oder-Spree-Kanals, deren Bekleidungen, nebenbei bemerkt, aus Wellblech mit horizontal liegenden Wellen bestehen, hat Mohr $\frac{f}{w}$ = (rund) 0,15 angenommen, also noch etwas kleiner, als das oben (S. 295) empfohlene $\frac{1}{6} = 0{,}17$.

Es sei noch bemerkt, daß sich für hölzerne Stemmtore eine der obigen ähnliche Rechnung anstellen läßt; dieselbe liefert im wesentlichen dasselbe Ergebnis.

Die größte Lichtweite, für welche man gekrümmte eiserne Tore mit einseitiger Bekleidung bis jetzt ausgeführt hat, beträgt, soweit bekannt, 11,0 m. Bei dieser Weite kann man den Anschluß des Tores an einen geradlinig begrenzten Drempel noch ohne Schwierigkeit dadurch bewerkstelligen, daß man einen Untertramen anordnet, dessen Grundriß die Form eines an den Ecken abgestumpften Kreisabschnitts hat. Bei einigen Schleusen mit größeren Lichtweiten hat man einen gekrümmten Drempel ausgeführt; den Torflügeln wurde eine beiderseitige Bekleidung und ein Gerippe gegeben. Derartige Tore haben ein vergleichsweise geringes Gewicht, sie werden aber wegen verschiedener Übelstände, auf welche hier nicht eingegangen werden soll, neuerdings nicht mehr ausgeführt.

Die gekrümmten eisernen Tore der neueren, 20 bis nahezu 30 m weiten Seeschleusen erhalten beiderseitige Bekleidungen und werden dadurch zu Schwimmtoren; die innere Bekleidung, nicht minder der Drempel liegen in einer Ebene. Es ist indessen nicht ausgeschlossen, dem oberen Teile des Tors eine nur einseitige Bekleidung zu geben, denn der Wasserdruck ist unterhalb des Wasserspiegels in dessen Nähe gering, so daß eine Wand nebst dahinter befindlichen Riegeln ausreicht. Der Grundriß der Schwimmtore ist entweder trapezförmig (Abb. 203) oder aus einem Rechteck und einem Kreisabschnitt zusammengesetzt, was in der Abbildung durch eine gestrichelte Linie angedeutet ist. Der Raum zwischen den Bekleidungen muß so groß sein, daß sämtliche Stellen des Torinnern zugänglich sind; der Abstand muß deshalb mindestens 0,5 m betragen. Das Gerippe besteht gewöhnlich aus wagerechten Riegeln und lotrechten Zwischenstücken.

Abb. 203.



Die Bekleidungen müssen selbstverständlich wasserdicht hergestellt werden. Man belastet die Tore durch teilweise Anfüllung des Innenraumes mit Wasser in der Regel so, daß ihr Gewicht bei niedrigen Wasserständen eine gewisse Grenze nicht überschreitet. Einrichtungen, durch welche die Wasserfüllung dem Wechsel der Wasserstände angepaßt wird, lassen sich treffen; einfacher ist es aber, wenn

man die Tore so stark belastet, daß sie sich selbst beim höchsten Wasserstande nicht heben.

Die Vorteile der Schwimmtore liegen auf der Hand. Neuere Seeschleusentore haben ein sehr großes Eigengewicht [ein 15,0 m hoher Flügel des Fluttores der 28 m weiten neuen Schleuse zu Bremerhaven wiegt einschließlich des Zubehöres 165 t, ein 12,2 m hoher Flügel der Ebbetore 150 t; die Torflügel der neuen 25 m weiten Schleuse zu Ymuiden wiegen durchschnittlich 130 t]; so lange die Schleusen wasserfrei sind, entstehen also an den Zapfen ansehnliche Reibungswiderstände. Wenn nun der größere Teil des Eigengewichts durch den Auftrieb aufgehoben wird, werden diese Widerstände sehr verringert.

Auf die Anordnung der eisernen Tore im einzelnen und auf ihre Berechnung einzugehen, würde zu weit führen. Das unten vermerkte Werk gibt die nötigen Aufschlüsse [249]). Es soll jedoch nicht unerwähnt bleiben, daß man nicht selten Wert auf glatte Außenflächen legen muß, weil Nietköpfe und Blechkanten Anlaß zu Schlickablagerungen geben, welche die Rostbildung befördern. Ferner ist zu beachten, daß bei eisernen Toren auf ihre Ausdehnung und Zusammenziehung durch Temperaturänderungen Rücksicht zu nehmen ist, was bei den nunmehr zu besprechenden hölzernen Toren nicht der Fall. Im Übrigen sei auf § 19 des XIV. Kapitels des Handbuchs verwiesen.

85. Hölzerne Stemmtore. Berechnungen [250]). Mit Beschränkung auf ebene Tore sollen im Nachstehenden kurz besprochen werden:

die angreifenden Kräfte,
die Gegenkräfte (Reaktionen), welche jene bei geschlossenen Toren hervorrufen,
das Verhalten der geöffneten Tore,
die Berechnung der Riegel.

Das meiste, was gesagt werden wird, hat auch für ebene eiserne Tore Gültigkeit.

Die angreifenden Kräfte sind:

1. Der Wasserdruck, dessen Größe und bildliche Darstellung in Art. 18 besprochen sind. Die Ermittelung des Überdrucks, den die geschlossenen Tore erleiden, ist eine wesentliche Grundlage für die Berechnung.

2. Die Wirkung des Wasserdrucks wird mitunter durch Stöße gesteigert, namentlich kann der Wellenstoß bei den Fluttoren der Seeschleusen eine ansehnliche Stärke erreichen. Es kommt auch ausnahmsweise vor, daß das Schließen der Torflügel durch strömendes Wasser beschleunigt wird, und daß sie dann hart aneinander schlagen.

3. Das Eigengewicht der Tore wird auf Grund eines vorläufigen Entwurfs in bekannter Weise ermittelt. Wenn das Tor geschlossen ist, übt dessen Eigengewicht einen nennenswerten Einfluß auf die Bemessung der einzelnen Teile nicht aus.

4. Dasselbe gilt vom Auftriebe, also von dem Gewichte des vom Tore verdrängten Wassers. Auch das Öffnen und Schließen wird bei hölzernen Toren durch den Auftrieb nur wenig beeinflußt.

Nunmehr sind die Gegenkräfte (Reaktionen) zu untersuchen und zwar zunächst für ein geschlossenes, einem Überdruck ausgesetztes Tor. Außer den von den Schlagsäulen bezw. den Wendenischen ausgeübten Reaktionen H bezw. R

---

[249]) Th. Landsberg, Die eisernen Stemmtore der Schiffsschleusen. Leipzig. 1894.
[250]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XIV, § 16.

(Abb. 204) wird vom Drempel eine Reaktion D (Abb. 205) auf die Torflügel ausgeübt, falls dieselben sich dicht anlegen. Eine Berechnung der Größe dieser Gegenkraft ist schwierig und bis jetzt nicht versucht; wenn man sie unberücksichtigt läßt, so kommt das der Sicherheit des Tores zu gute. Bei eisernen Toren können Temperaturerhöhungen bewirken, daß der Untertramen nicht dicht an dem Drempel liegt, so daß



Abb. 205.

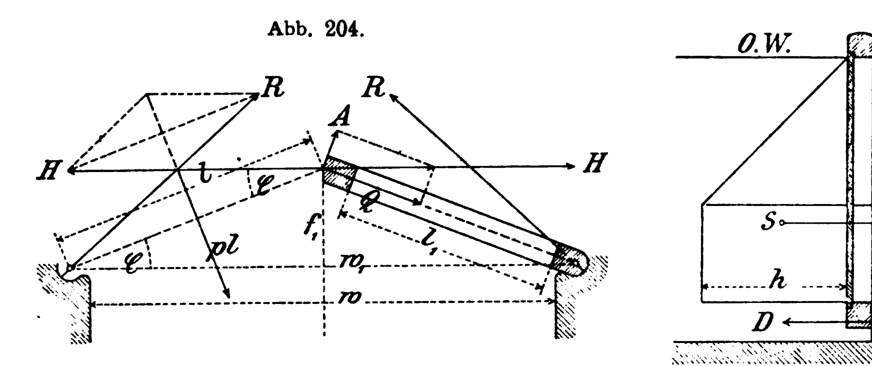


Abb. 204.

man bei diesen die Reaktion des letzteren nicht in Betracht ziehen darf. Bei hölzernen Toren liegt aber die Sache anders; bei diesen dürfte es sich empfehlen, die in Rede stehende Reaktion einigermaßen und so gut als möglich zu berücksichtigen, was weiter unten geschehen soll.

Die Reaktionen H und R, welche von den Schlagsäulen, bezw. von den Wendenischen ausgehen, sind leicht zu ermitteln.

Es werde bezeichnet:

mit p der Wasserdruck für die Längeneinheit, welchem der Torflügel ausgesetzt ist,

mit φ der Drempelwinkel

und mit w_1 die Entfernung von Drehachse zu Drehachse.

Die sonstigen in den Abbildungen 204 und 205 vorkommenden Bezeichnungen werden einer Erläuterung nicht bedürfen.

$$\text{Es ist } \operatorname{tg}\varphi = \frac{2\,f_1}{w_1}, \text{ ferner } p = (ht + {}^1\!/_2 h^2)\,\gamma \quad . \quad . \quad 56$$

ferner der ganze Wasserdruck, den ein Torflügel erleidet, $= pl$. Dieser Druck greift im Grundriß (Abb. 204) in der Mitte von l und im Querschnitt (Abb. 205) im Schwerpunkt S der Druckfigur an. Da nur drei, einander das Gleichgewicht haltende Kräfte pl H und R vorhanden sind, müssen sich ihre Richtungen in einunddemselben Punkte schneiden und aus dem Parallelogramm der Kräfte (Abb. 204, links) ergibt sich

$$R = H = \frac{pl}{2 \sin\varphi} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 57.$$

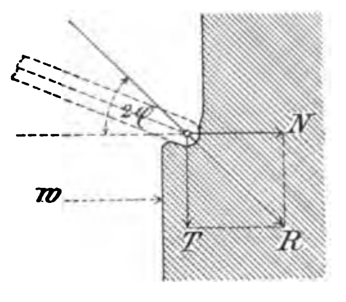
Wenn man nun die Kraft H (Abb. 204 rechts) in eine Axialkraft Q und in eine Querkraft A zerlegt, erhält man

$$Q = H \cos\varphi = \frac{pl \,.\, \cos\varphi}{2 \,.\, \sin\varphi} = \frac{pl}{2 \operatorname{tg}\varphi} \text{ und } A = H \,.\, \sin\varphi = \frac{pl}{2} \quad . \quad . \quad . \quad 58.$$

Die Kraft Q erzeugt Druckspannungen und wird **Stemmdruck** genannt.

Man kann den Stemmdruck auch unmittelbar aus den statischen Momenten $H \cdot l \sin\varphi = pl \cdot \frac{l}{2}$ mit $H = \frac{Q}{\cos\varphi}$ bestimmen.

Abb. 206.



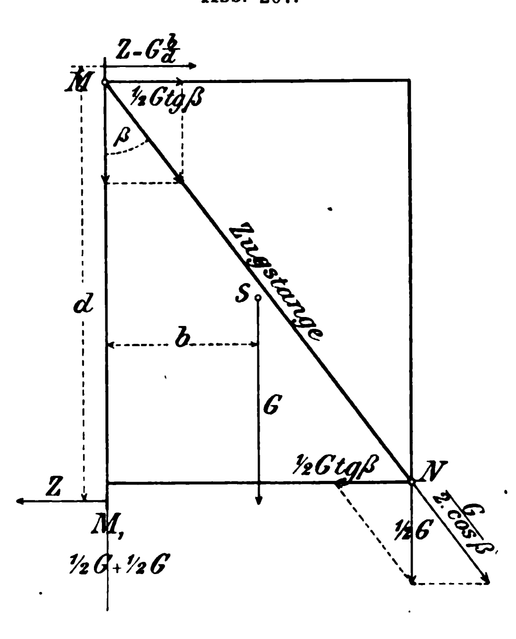
Der Druck, den das Mauerwerk erleidet, ist ebenso groß, wie die Gegenkraft, also = R (Abb. 206). Man kann diesen Druck nach der Richtung der Mittellinie der Schleuse und senkrecht zu dieser zerlegen; dann ist

$$N = R \cos 2\varphi \text{ und } T = R \sin 2\varphi \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 59.$$

Durch Verkleinerung des Winkels φ wird N größer und T kleiner. Für $\varphi = 22{,}5^0$ wird $N = T$ dann ist $\operatorname{tg}\varphi =$ (rund) 0,4 und $\frac{f}{w} = \frac{1}{5}$, was im wesentlichen mit den üblichen Werten übereinstimmt. Man erhält also hierbei im Mauerwerk eine ziemlich gleichmäßige Verteilung des Drucks.

Verhalten des geöffneten Tors. Wenn das Wasser sich zu beiden Seiten des Tores ausspiegelt, auch dann, wenn die Schleuse wasserfrei ist, kann man die Torflügel auf- und zudrehen; im letztgenannten Falle ist kein Auftrieb vorhanden, es wirkt also lediglich das Eigengewicht. Bei hölzernen Toren wird man der Berechnung der Reaktionen des Spurzapfens und des Halslagers diesen Fall zu Grunde legen, um den genannten Teilen nebst Zubehör bei der gewöhnlichen Benutzung des Tors größere Sicherheit zu verschaffen.

Abb. 207.



Behufs Einleitung dieser Berechnung ist zu bemerken, daß man eine umwandelbare Lage des Gerippes der hölzernen Tore durch starke eiserne Zugstangen MN (Abb. 207) zu bewirken pflegt, von denen sich an jeder Seite des Tores eine befindet. Das im Schwerpunkt S angreifende Torgewicht G verteilt sich nun zu gleichen Teilen auf den bei M_1 liegenden Spurzapfen und auf den Punkt N. Hier findet eine Zerlegung der Kraft $\frac{1}{2}$ G nach den Richtungen des Untertramens und der Zugstangen statt; die Größe der entstehenden Seitenkräfte ist in der Abbildung vermerkt. Die Seitenkraft $G : 2 \cos\beta$, welche Zugspannungen erzeugt, wird bei M in der gezeichneten Weise zerlegt, so daß bei M_1 ein Vertikaldruck $= G$ entsteht, was sich übrigens auch unmittelbar ergibt.

Die Reaktion des Spurzapfens, welche ebenfalls $= G$, aber aufwärts gerichtet ist, und das Torgewicht G bilden ein Kräftepaar, dessen Moment $= Gb$. Ein zweites

Kräftepaar wird von den am Halslager bezw. am Spurzapfen angreifenden Horizontalkräften ZZ gebildet und das Gleichgewicht erfordert, daß

$$G\,b = Z\,d, \text{ also } Z = G \,.\, \frac{b}{d} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 60.$$

Es ist zu beachten, daß der Spurzapfen außer der oben genannten vertikalen auch eine horizontale Kraft aufzunehmen hat.

Die vom Halslager aufgenommene Kraft wird auf starke, im Mauerwerk liegende Anker übertragen, in welchen Zugspannungen entstehen; sie ändert ihre Grundrißrichtung bis das Tor vollständig geöffnet ist. Weil mehrere Anker vorhanden sein müssen, findet eine Teilung und eine Zerlegung jener Kraft statt. Die Ankerspannungen lassen sich für jede Stellung des Tors berechnen, jedoch nur dann genau, wenn man nicht mehr als zwei Anker anordnet.

Dem Öffnen und Schließen der Tore setzt das Wasser Widerstände zweierlei Art entgegen. Zuerst ist zu beachten, daß der bewegte Torflügel gegen das ruhende Wasser einen Stoß ausübt, dessen Größe mit dem Quadrate der Geschwindigkeit der lotrechten Streifen des Flügels wächst und die Geschwindigkeit dieser Streifen wächst mit ihrem Abstande von der Drehachse. Außerdem entsteht beim Öffnen des Torflügels ein Wasserüberdruck und zwar dadurch, daß das Wasser sich an der einen Seite des Flügels etwas aufstaut. Auf dieser Grundlage lassen sich bei gegebener Winkelgeschwindigkeit die zu überwindenden Widerstände berechnen und die Bewegungsvorrichtungen entwerfen.

Mitunter sind bei der Bewegung der Tore, auch abgesehen von den Zapfenreibungen, noch andere Widerstände zu bekämpfen. Reibungen der Wendesäule an der Wendenische lassen sich zwar unter gewöhnlichen Umständen auf den in Art. 86 zu besprechendem Wege fast ganz vermeiden, aber es können schon kleine Ansammlungen von Eis oder anderen fremden Körpern an genannter Stelle die Bewegung der Torflügel erheblich erschweren.

Bei Untersuchung der einzelnen Teile der hölzernen Stemmtore ist die Ermittelung der Anzahl und Stärke der Riegel das Wichtigste. Zuvor sind jedoch einige Bemerkungen über die Bekleidung zu machen. Diese besteht aus 4 bis 7 cm dicken und mäßig breiten Bohlen, deren Fugen lotrecht oder schräg laufen. Die Verbindung zwischen den Bohlen und dem Rahmen des Tores wird durch Falze bewerkstelligt; die Oberwasserseiten des Rahmens und der Bohlen sind bündig. Die Bekleidung muß wasserdicht sein, weshalb sämtliche Fugen kalfatert werden; was man hierunter versteht, wird bekannt sein.

Ein Teil des Wasserdrucks, welcher das von dem Rahmen begrenzte Feld, das „Rahmenfeld", trifft, wird von den Bohlen auf den Rahmen übertragen. Wenn man, wie es im Nachstehenden geschieht, annimmt, daß durch Obertramen und Untertramen zusammen ebensoviel Wasserdruck aufgenommen wird, wie von einem Riegel, so schätzt man jene Wirkung der Bohlen zu gering, zumal auch die Wendesäulen durch Vermittelung der anschließenden Bohlen einen Teil des Wasserdrucks aufnehmen und denselben auf die Wendenischen übertragen. Es unterliegt jedoch keinem Zweifel, daß der weitaus größte Teil des Wasserdrucks den an der Unterwasserseite der Bohlen liegenden Riegeln zufällt.

Im Nachstehenden wird ferner angenommen, daß die Bekleidungsbohlen lotrecht stehen, daß sich in dem Tore keine Schützöffnungen befinden und daß Wellenstoß nicht vorhanden ist.

Nunmehr soll die Berechnung der Riegel vorgeführt werden. Bei Ermittelung ihrer Zahl und Lage hat man die Druckfläche gewöhnlich durch wagerechte Linien in flächengleiche Streifen zerlegt und jedem Riegel einen solchen Streifen als belastende Fläche zugeteilt. Man hat also angenommen, daß die Bekleidung in der Mitte der Riegelfelder durchschnitten sei. Hierdurch erhält man Riegel von gleicher Stärke, deren Abstände nach dem Oberwasser hin größer werden. Wenn man jedoch berücksichtigt, daß den unteren Riegeln die Reaktion des Drempels zu gute kommt, sodann, daß dieselben stets unter Wasser liegen, weshalb sie dem Verderben weniger ausgesetzt sind, als die oberen, „zwischen Luft und Wasser" liegenden, daß drittens die Bekleidung den Wasserdruck einigermaßen verteilt, so ergibt sich, daß gleiche oder nahezu gleiche Abstände der Riegel den Vorzug verdienen. Wenn man diese Lage voraussetzt, kann man zuerst die Gesamtbreite der Riegel ermitteln und die Zahl derselben nachträglich feststellen.

Die Grundlage für die Berechnung der Abmessungen der Riegel ist, daß die Druckspannung k_1, welche in ihnen als belasteten Balken entsteht, durch die Druckspannung k_2, die eine Folge des Stemmdrucks ist, verstärkt wird, die zulässige Druckspannung k ist also $= k_1 + k_2$. Die Zahlenrechnungen gestalten sich am einfachsten, wenn die Druckspannungen in t/qm und dementsprechend die Abmessungen in Meter eingeführt werden.

Es bezeichnen nun:

p_1 den Wasserdruck auf ein laufendes Meter des Rahmenfeldes,

t_1 die Wassertiefe des Unterwassers bis Oberkante des Untertramens gemessen (Abb. 205, S. 302),

l_1 die freie Länge der Riegel (Abb. 204, rechts),

dann ist der das Rahmenfeld treffende Wasserdruck

$$l_1 p_1 = l_1 (h t_1 + {}^1/_2 h^2) \gamma \quad \ldots\ldots \quad 61.$$

Die Breite eines Riegels sei b, seine (horizontal gemessene) Stärke d, dann ist die Summe der Widerstandsmomente sämtlicher Riegel $= \frac{1}{6} \Sigma (b) d^2$. Das Biegungsmoment bei gleichmäßig verteilter Belastung ist $= \frac{1}{8} p_1 l_1^2$ und man erhält

$$k_1 = \frac{1}{8} p_1 l_1^2 : \frac{1}{6} \Sigma (b) d^2$$

$$\text{oder } k_1 = \frac{3 \cdot p_1 l_1^2}{4 \cdot \Sigma (b) d^2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 62.$$

Wegen des Stemmdrucks Q sind S. 302 und die zugehörigen Abbildungen zu vergleichen. Man hat

$$Q = \frac{p \cdot l}{2 \operatorname{tg} \varphi}, \text{ worin } p = (h t + {}^1/_2 h^2) \gamma,$$

ferner nach einem bekannten Satze der Festigkeitslehre

$$k_2 \Sigma (b) d = \frac{pl}{2 \operatorname{tg} \varphi}, \text{ also}$$

$$k_2 = \frac{pl}{2\,tg\,\varphi \,.\, \Sigma\,(b)\,d} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 63.$$

oder im Ganzen

$$k = k_1 + k_2 = \frac{3\,.\,p_1\,l_1^2}{4\,\Sigma\,(b)\,d^2} + \frac{pl}{2\,tg\,\varphi\,.\,\Sigma\,(b)\,d} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 64.$$

Wenn man nun unter Berücksichtigung bewährter Ausführungen für d einen bestimmten Wert vorläufig annimmt, ergibt sich schließlich:

$$\Sigma\,(b) = \frac{1}{k\,d}\left(\frac{3\,.\,p_1\,l_1^2}{4\,d} + \frac{pl}{2\,tg\,\varphi}\right) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 65.$$

Der als zulässige Druckspannung einzuführende Wert k will sorgfältig erwogen sein. Man muß berücksichtigen:

1. Bei Schleusentoren darf nur sehr gutes Holz verwendet werden.

2. Der von den Riegeln als belasteten Balken wirklich aufzunehmende Wasserdruck ist kleiner, als in obiger Berechnung angenommen ist, vergl. S. 304, zumal bei derselben die Reaktion des Drempels nicht berücksichtigt wird.

3. Der Stemmdruck greift zunächst den starken Rahmen des Torflügels an, so daß den Riegeln nur ein Teil zukommt.

Man wird deshalb bei der Berechnung der hölzernen Stemmtore die zulässige Druckspannung höher, als gewöhnlich geschieht, also größer als 80 **kg/qcm** = 800 **t/qm** annehmen dürfen, etwa = 1000 bis 1100 **t/qm** und bei bestem Holze noch größer.

Aus Ausführungen läßt sich im vorliegenden Falle wenig entnehmen. Unter Benutzung der Gl. 62, also ohne Berücksichtigung des Stemmdrucks, sind die durchschnittlichen Druckspannungen berechnet, welche in den Riegeln von sieben ausgeführten Toren entstehen. Hierbei haben sich sehr verschiedene, zwischen (rund) 500 und 1100 **t/qm** liegende Werte ergeben. Man ersieht hieraus nur, daß bei der Ausführung mitunter recht ansehnliche Druckspannungen als zulässig erachtet sind.

Aus der Gesamtbreite der Riegel Σ(b) ergibt sich eine größere oder geringere Breite der einzelnen Riegel, wenn man die Zahl derselben kleiner oder größer annimmt; bei n Riegeln ist die Gesamtbreite in n + 1 Teile zu teilen. Vorteile und Nachteile der verschiedenen Anordnungen hat man gegeneinander abzuwägen. Schließlich erhält man die Lage der Riegel, indem man gleiche Abstände annimmt. Abweichungen sind nicht ausgeschlossen; falls beispielsweise die Unterkante des Obertramens oberhalb des Oberwassers liegt, wird man das oberste Riegelfeld höher als die übrigen machen.

Beispiel. Das Gefälle h einer 9,6 **m** weiten Schleuse sei = 2,5 **m**, die Wassertiefe t des Unterwassers ebenfalls = 2,5 **m**. Wenn der Untertramen 0,35 **m** und der Anschlag 0,15 **m** breit sind, wird t_1 = 2,3 **m**.

Hieraus folgt: $p_1 = 2{,}5\,.\,2{,}3 + {}^1/_2\,.\,2{,}5\,.\,2{,}5 = 8{,}87$ **t**

$p = 2{,}5\,.\,2{,}5 + {}^1/_2\,.\,2{,}5\,.\,2{,}5 = 9{,}37$ **t**.

Ferner wird angenommen:

Dicke der Bekleidungsbohlen 0,06 **m**,

Stärke d der Riegel = 0,34 **m**,

$tg\,\varphi = 0{,}333$.

Es wird anfangs des folgenden Artikels nachgewiesen werden, daß l_1 = 4,62 **m** und l = 5,46 **m** ist.

Die zulässige Druckspannung k sei 1100 **t/qm**. Dann ist (Gl. 65)

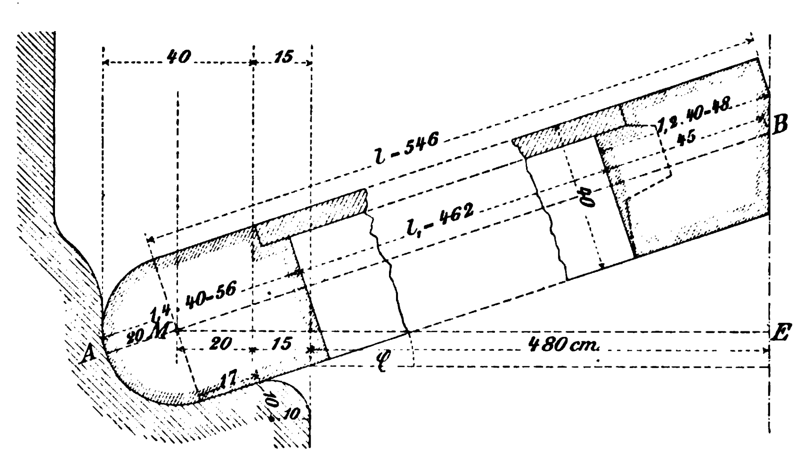
$$\Sigma(b) = \frac{1}{1100 \cdot 0{,}34}\left(\frac{3 \cdot 8{,}87 \cdot (4{,}62)^2}{4 \cdot 0{,}34} + \frac{9{,}37 \cdot 5{,}46}{2 \cdot 0{,}333}\right)$$
$$= 0{,}00267 \cdot 495 = 1{,}32 \text{ m}.$$

Wenn vier Riegel angenommen werden, erhält man aus $\frac{1{,}32}{4+1}$ die Riegelbreite b = 0,26 **m**. Wenn Oberwasser und Unterkante des Obertramens zusammenfallen, kann man das oberste Riegelfeld 0,76 **m** und die übrigen Riegelfelder 0,75 **m** hoch machen, somit $0{,}20 + 4 \cdot 0{,}75 + 0{,}76 + 4 \cdot 0{,}26 = 5{,}0$ **m** $= h + t$.

Eine Berechnung der vorstehend erörterten Art wird in der Regel nur eine vorläufige sein. Es ist aber in diesem, wie in zahlreichen ähnlichen Fällen, zu empfehlen, zuerst eine solche, später aber eine zweite genauere Berechnung vorzunehmen. Bei letzterer sind die Bekleidungsbohlen wie durchgehende (kontinuierliche) Balken zu behandeln und es ist der Druck zu ermitteln, den sie auf die einzelnen Riegel ausüben[251]). Ferner sind die Schützöffnungen zu berücksichtigen. Wenn solche vorhanden sind, wird das unterste Riegelfeld nicht selten erhöht; über die dann erforderliche Verstärkung der Riegel vergl. Art. 89 am Schluß.

86. Hölzerne Stemmtore. Einzelheiten[252]). Das Gerippe. Wenn man der Stärke oder Dicke d der Riegel die Dicke der Bekleidungsbohlen beifügt, erhält man die Dicke d_1 sämtlicher Hölzer des Rahmens. Die Breiten des Obertramens

Abb. 208. M. 1 : 20.



und des Untertramens macht man etwas kleiner als d_1, während für die Breite der Wendesäule etwa $1{,}4 \cdot d_1$ und für die der Schlagsäule etwa $1{,}2 \cdot d_1$ angezeigt ist. Die obere Fläche des Obertramens rundet man etwas ab; für die Querschnitte der Schlagsäule und der Wendesäule ergeben sich die in Abb. 208 gezeichneten Formen. Die Länge der Wendesäule ist bei neueren Toren nicht oder nur wenig größer als die Höhe des Rahmens, während die Schlagsäule oben und unten etwas vorstehen darf.

---

[251]) Vergl. Landsberg a. a. O. S. 20.
[252]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XIV, § 18 u. § 20.

Für das am Schlusse des vorigen Artikels besprochene Beispiel gestalten sich die Holzstärken, die Breite der Torflügel und die Länge der Riegel so, wie in Abb. 208 angegeben ist. Der Spielraum zwischen dem geöffneten Flügel und der Flucht der Schleusenmauer ist darin zu 15 cm angenommen, ferner $\operatorname{tg}\varphi = 0{,}333$, also $\varphi = 18^\circ\ 25'$ und $\cos\varphi = 0{,}949$. Man erhält:

$$AB = 20 + \frac{20 + 15 + 480}{0{,}949} = 563 \text{ cm},$$

$$l_1 = 563 - (56 + 45) = 462 \text{ cm},$$

$$l = (56 - 20) + 462 + 48 = 546 \text{ cm}.$$

Die Holzverbindungen des Gerippes sollen einfach gestaltet und kurz sein. Eine zweckmäßige Form der Riegelzapfen ist in Abb. 208 (rechts) mit gestrichelten Linien angedeutet. Die genannten Verbindungen werden durch in das Holz eingelassene Beschläge aus Flacheisen verstärkt; man macht die letzteren breit, aber mäßig dick, um das Holz nicht mehr als nötig zu schwächen. Bei ihrer Form sind die Wirkungen des Torgewichts und der Zugstangen (Abb. 207, S. 303) zu berücksichtigen. Da, wo Wendesäule und Obertramen zusammentreffen, ist ein die erstere umfassender Bügel am Platze, man findet solche Bügel aber auch an anderen Stellen, vergleiche Abb. 201, S. 298.

An den übrigen Ecken sind Winkeleisen zweckmäßig; da, wo die Riegel auf die Säulen treffen, findet man nicht selten sogen. Krückeisen. Die Beschläge werden meistenteils mit Schraubenbolzen befestigt.

Bekleidung. Streben. Zugstangen. Von der Dicke der Bekleidungsbohlen ist bereits die Rede gewesen; eine große, 25 cm übersteigende Breite derselben ist nicht zu empfehlen, weil eine aus breiteren Bohlen bestehende Bekleidung in trockenen Zeiten leicht undichte Fugen bekommt. Die in Art. 85 erwähnte lotrechte Lage der Fugen ist in Deutschland bislang nur selten gewählt, weil es herkömmlich ist, in die Bekleidung eine oder zwei Streben einzufügen, welche an der Oberwasserseite mit den Bohlen bündig und etwa doppelt so dick, auch etwas breiter, als die letzteren sind. Hiermit geht natürlich eine schräge Lage der Bohlen Hand in Hand. Die Hauptstrebe stützt sich gegen die Wendesäule und endigt in der Nähe der Schlagsäule unter dem Obertramen.

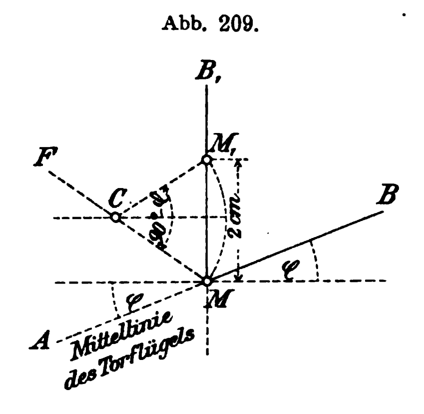
Streben und Zugstangen haben ein und denselben Zweck, ob sie aber tatsächlich einander wirksam unterstützen, ist fraglich. Es ist auch ein Übelstand, daß die Streben mit den Riegeln überschnitten werden müssen; hierdurch werden die letzteren geschwächt, allerdings nicht viel. Ferner kommt in Betracht, daß die Drucke, welche lotrecht stehende Bohlen auf die Riegel ausüben, sich, wie bereits erwähnt, berechnen lassen, was bei schräg liegenden Bohlen nicht durchführbar ist. Alles in allem dürfen lotrecht stehende und schräg stehende Bohlen mindestens als gleichberechtigt bezeichnet werden, obwohl man bei ersteren auf die Streben verzichten muß.

Es ist bereits erwähnt, daß jede Seite eines Torflügels mit einer Zugstange versehen wird. Der theoretische Querschnitt des Flacheisens der Stange läßt sich leicht berechnen, vergl. Abb. 207. Selbst wenn man hierbei jeder Zugstange das ganze Torgewicht zuweist, erhält man Abmessungen, welche bei der Ausführung noch vergrößert werden. Das Eisenwerk der Tore läßt sich nämlich, besonders wenn es in Eichenholz eingelassen wird, schwer vor Rost schützen. Eine Auswechslung der Zugstangen ist übrigens nicht sehr schwierig.

Die Zugstangen fassen unten einen starken Bolzen, welcher durch das Knie der schon genannten Winkel geht. Von der Befestigung des oberen Endes wird weiter unten die Rede sein. Mit den Riegeln werden die Zugstangen nicht fest verbunden; es ist jedoch zweckmäßig, ihre Lage durch einige Krampen zu sichern.

Lage der Drehachse. Die Drehachse des Torflügels ist selbstverständlich lotrecht; wenn man sie durch den Mittelpunkt M der Abrundungen der Wendesäule und Wendenische (Abb. 208, S. 307) legte, entständen bei der Bewegung des Flügels erhebliche Reibungen und Abnutzungen. Um dies zu vermeiden, wird die Achse nach C (Abb. 209), also exzentrisch, gelegt. Beim Aufdrehen des Flügels gelangt der Punkt M nach M_1 und es genügt, wenn $MM_1 = 20$ bis 25 **mm**. Für die Ermittelung der Lage des Punktes C ist zu berücksichtigen, daß eine in der Mitte zwischen M und M_1 errichtete Senkrechte der geometrische Ort von C ist und daß der Winkel MCM_1 gleich $90^\circ - \varphi$ sein muß, denn der Torflügel beschreibt diesen Winkel, mit ihm auch der Punkt M. Aus Winkel $MCM_1 = 90^\circ - \varphi$ folgt, daß die beiden spitzen Winkel an der Basis MM_1 zusammen gleich $90^\circ + \varphi$ sind. Ebenso groß ist auch der Winkel AMB_1, hieraus ergibt sich, daß die Linie MF den letztgenannten Winkel halbiert. Der Schnittpunkt der Linie MF und einer in der Mitte zwischen M und M_1 errichteten Senkrechten ist somit der gesuchte Punkt C. Die Wirkung der Exzentrizität wird recht anschaulich, wenn man in einen mit Benutzung der Abb. 208, in großem Maßstabe gezeichneten Wendenischen-Querschnitt die Grenzstellungen und einige Zwischenstellungen der Abrundungen der Wendesäule einträgt.

Abb. 209.



Zapfen nebst Zubehör. Der Punkt M bestimmt die Lage der lotrechten Mittellinien der beiden Zapfen und ihrer Lager. Daß der Spurzapfen während der Bewegung des Tores nicht allein eine lotrechte, sondern auch eine wagerechte Kraft aufzunehmen hat, ist auf S. 304 bereits erwähnt. Aus naheliegenden Gründen wird der Zapfen am Boden der Schleuse, die zugehörige Pfanne dagegen am Tor befestigt, ersterer wird in der Regel von einer gegossenen, in den Torkammerboden eingelassenen Lagerplatte aufgenommen, welche vor Ausführung der Torsäule angebracht werden kann. Große Lagerplatten erhalten Verstärkungsrippen, oben mitunter auch einen die Form der Wendenische angebenden Vorsprung. Wenn man den oberen Teil des gewöhnlich gußstählernen Zapfens cylindrisch, in einer Kugelfläche endigend gestaltet, gibt man ihm nur mäßige Länge, der Durchmesser sollte aber reichlich, also wesentlich größer, als die Berechnung ergibt, bemessen werden.

Die sogenannte Pfanne oder Lagerschale pflegt sich in einem gegossenen Körper zu befinden, dessen oberer Teil zu einem Schuh ausgebildet ist. Wenn in der Pfanne der Kugelfläche des Zapfens eine mit größerem Halbmesser als jene konstruierte und in gleichem Sinne gekrümmte Kugelfläche entspricht, nimmt ein hinreichend starker Zapfen die oben erwähnte Horizontalkraft ohne weiteres auf. Der Cylindermantel, welcher sich gewöhnlich an die letztgenannte Kugelfläche anschließt,

muß sich unten ein wenig erweitern, um das Einsetzen des Tors zu erleichtern. Es kommt übrigens auch vor, daß man den Zapfen knopfartig gestaltet und die Pfanne lediglich nach einer Kugelfläche aushöhlt, namentlich bei kleinen Schleusen ist dies zweckmäßig.

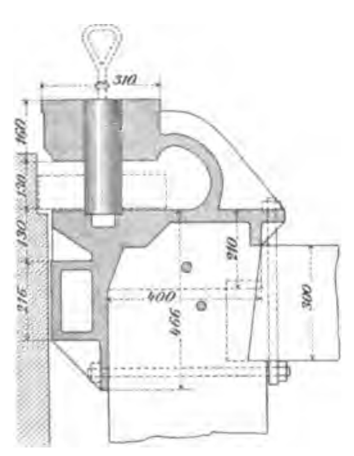
Die Sohle des oben erwähnten Schuhs liegt in der unteren Ebene des Untertramens; man macht ihn in der Regel so lang, daß das Ende des Tramens ein Auflager bekommt. Die oberen lotrechten Teile des Schuhs sind im Grundriß hufeisenförmig und umschließen die Wendesäule.

Über die Höhe, welche die Zapfen nebst Zubehör beanspruchen, sind auf S. 296 vorläufige Angaben gemacht. Genaues läßt sich nur dadurch ermitteln, daß man diese Teile entwirft.

Am oberen Ende der Wendesäule befinden sich die eisernen Halszapfen und das mit der Verankerung in Verbindung stehende Halslager. Der Anschluß des Zapfens an die Wendesäule wird bei neueren Ausführungen durch eine gegossene Haube vermittelt; hierbei erhält der Zapfen einen kleineren Durchmesser als der früher gebräuchliche, mit einem Ringe armierte Holzzapfen. Zwei an die Haube gegossene Büchsen nehmen die mit Schraubengewinden versehenen Enden der Zugstangen zweckentsprechend auf, denn mittels der zugehörigen Muttern kann man die Spannung der Stangen regeln.

Ein in obiger Weise angeordneter Zapfen erfährt eine ungleichmäßige Abnutzung und kann nur zugleich mit der Haube erneuert werden. Dies wird vermieden, wenn man der letzteren einen hakenförmigen Ansatz gibt, welcher das obere Ende des Zapfens aufnimmt, während das untere Ende in der Haubenplatte ruht (Abb. 210). In dem Zwischenraum zwischen der Platte und dem Kopfe des Ansatzes findet das in der Abbildung mit gestrichelten Linien angedeutete Halslager Platz. Weil man bei dieser Anordnung den Zapfen aus Stahl macht und weil er doppelt gestützt ist, fällt der Durchmesser klein aus, was die Reibungsarbeit erheblich vermindert.

Abb. 210. M. 1 : 20.



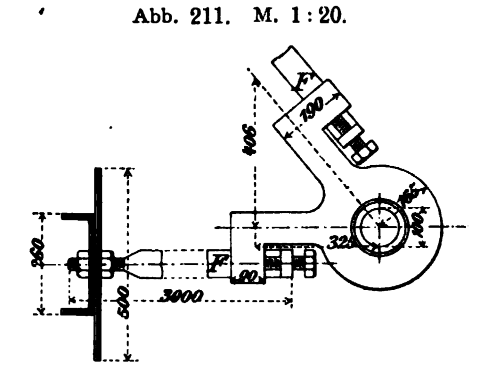
Auch die Erneuerung eines solchen Zapfens läßt sich leicht bewerkstelligen, denn man kann, nachdem das Tor abgestützt ist, einen abgenutzten Zapfen nach Einschrauben eines in der Zeichnung gestrichelt gezeichneten Griffs ohne weiteres herausnehmen.

Zur Erläuterung der Abbildung ist noch zu bemerken, daß in dem gewählten Beispiele die Wendesäule einen rechteckigen Querschnitt hat und statt des abgerundeten Rückens mit einzelnen eisernen Stützen ausgestattet ist; die oberste dieser Stützen ist an die Haube angegossen.

Die oben erwähnten Holzzapfen lehnen sich nicht gegen ein Lager, sondern gegen ein bügelförmiges Halsband. Halslager und Halsbänder übertragen wagerechte Kräfte auf die an ihren äußeren Enden mit Ankerplatten versehenen, eingemauerten Anker. Dieselben müssen angebracht werden, bevor das Tor aufgestellt

wird; dabei sind kleine Ungenauigkeiten ihrer Lage unvermeidlich. Hieraus ergibt sich, daß die Verbindung zwischen den Ankern und den Armen des Halslagers bezw. den Enden eines bügelförmigen Halsbandes ein „Justieren" gestatten muß. In dem Beispiel Abb. 211, welche das zu der besprochenen Haube gehörige Halslager vorführt, dienen dazu zwei Druckschrauben, deren Muttern in den aufwärts gebogenen Enden der Flacheisen F geschnitten sind. Dieselben dienen auch zum Nachziehen der Anker und das Ganze ist so angeordnet, daß das Halslager leicht abgenommen werden kann, wenn man das Tor einer größeren Ausbesserung wegen ausheben muß.

Abb. 211. M. 1:20.



Bei einer erschöpfenden Besprechung der Stemmtore wären noch zu erörtern: die Einzelheiten und die Berechnung der Verankerung, die Laufbrücken, mit welchen man die Tore zu versehen pflegt, die mitunter angeordneten Vorrichtungen zum Stützen der geöffneten und diejenigen zum Öffnen und Schließen der Tore. Über letztere wird in Art. 90 Einiges gesagt werden; für die sonstigen hier genannten Gegenstände sei auf ausführlichere Werke verwiesen.

87. Schleusenkörper[253]**).** Der Körper der Schutzschleusen, Dockschleusen und gewöhnlichen Hafenschleusen gestaltet sich in der Regel einfacher, als der Körper der Kammerschleusen, von den Eigentümlichkeiten der letzteren soll deshalb hier noch nicht die Rede sein; auf die Häupter der Kammerschleusen läßt sich aber das Nachstehende meistenteils anwenden. Weil die Anordnung der Schleusenkörper hauptsächlich durch die Tore und ihr Zubehör bedingt wird, können die in Art. 83 vorläufig besprochenen Begrenzungslinien des Innenraums der Schleusen erst dann genau festgelegt werden, wenn die Einzelheiten der Tore bearbeitet sind. Dies betrifft besonders die Wendenische, deren gewöhnliche Form in Abb. 208, S. 307 angegeben ist, und die Form und Tiefe der Tornischen. Auf die Querschnitte der Schleusenmauern haben die Tore insofern Einfluß, als die zum Öffnen und Schließen derselben dienenden Vorrichtungen bei großen Toren in geräumigen Mauerkanälen Platz finden, während für die zugehörigen, an den Toren befestigten Ketten oder Stangen kleinere Querkanäle hergestellt werden.

Der Schleusenkörper besteht aus nur zwei Hauptteilen: dem Boden und den Seitenwänden. Mit dem Boden pflegt der Grundbau (das Fundament) so eng verwachsen zu sein, daß beide ein Ganzes bilden. Zu den Wänden wird Holz so selten verwendet, daß im Nachstehenden nur Seitenmauern in Betracht kommen dürfen.

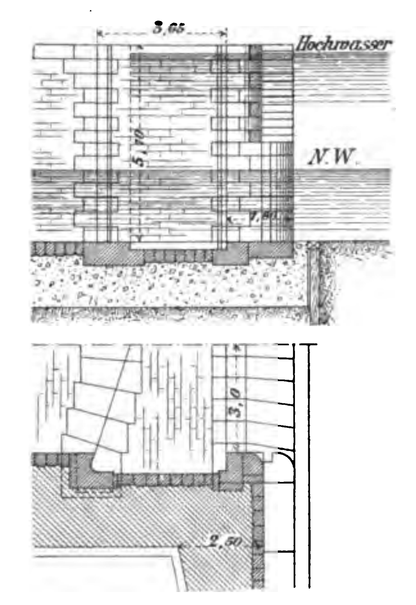
Während die an die Seitenmauern zu stellenden Anforderungen stets nahezu die gleichen sind, bedingen bei den Böden der Schleusen neben ihrer Weite namentlich die Tragfähigkeit des Baugrunds, seine Durchlässigkeit und die Grundwasserverhältnisse bald diese, bald jene Anordnung und Art der Ausführung. Das soll

[253]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XIV, § 8, 9 u. 10.

durch Vorführung einiger bestimmten Fälle und unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Seitenmauern erläutert werden, zunächst an einem auf tragfähigem und wenig durchlässigem Boden ruhenden Bauwerk von mäßiger Lichtweite.

Abb. 212 zeigt Längenschnitt und Grundriß einer 6 m weiten Schutzschleuse, an welche sich, nebenbei bemerkt, die Kammerschleuse einer Flußkanalisierung unmittelbar anschließt. Der untere Teil des Bodens ist in trocken gelegter Baugrube aus an der Wasserseite durch eine Spundwand begrenztem Beton hergestellt. Unter dem Torkammerboden ist die Betonschicht 1,0 m stark, das ist so ziemlich das geringste vorkommende Maß; über dem Beton befindet sind ein 15 cm starkes Pflaster. Der Drempel ist wie üblich aus großen Quadern gebildet, deren Fugen hier fächerartig liegen. Andere einfachere Steinschnitte zeigen Abb. 201, S. 298 und Abb. 213 (weiter unten). Unter der Lagerplatte des Spurzapfens befindet sich ein großer Quader von 1,7 m Seitenlänge, das entspricht dem starken Druck, welchen der Zapfen überträgt. Auch der Boden der Vorschleuse hat Quaderverblendung erhalten, einem alten, aber schwer zu begründenden Herkommen gemäß zum Teil mit fächerartiger Fugenlage. Im allgemeinen zeigt die Erfahrung, daß Wasserdichtheit und Standsicherheit des Schleusenmauerwerks am sichersten erreicht wird, wenn man die Bestandteile recht einfach gestaltet.


Abb. 212. M. 1 : 200.



Die Seitenmauern sind an den Außenseiten dem Erddruck eines feuchten Bodens, innen aber einem wechselnden Wasserdruck ausgesetzt und dies bedingt eine große Dicke, weil sie ganz unbeweglich sein müssen; bei gewöhnlichen Futtermauern wird das nicht verlangt. Bei den Torsäulen kommt hinzu, daß sie in der Höhe des Schwerpunkts der Druckfigur einen starken Druck aufzunehmen haben, wenn das Tor geschlossen ist, während sie oben einen Zug erleiden, wenn das Tor geöffnet wird. Hierdurch ist es begründet, daß in der Gegend der Torsäulen das Mauerwerk verstärkt wird. Bei dem in Abb. 212 dargestellten Bauwerk sind die Torsäulen durchweg 2,5 m dick; das ist nicht viel weniger als die Hälfte ihrer Höhe.

Die kurzen Mauern neben den Tornischen haben bei diesem Bauwerke einen rechteckigen Querschnitt, sie sind von unten bis oben 2,0 m dick. Wenn sich aber an die Torsäulen längere Mauern anschließen, ist ein trapezförmiger Querschnitt am Platze, oben wird jedoch die Dicke selten weniger als 1,0 m, oft aber mehr betragen. Abtreppungen sind nicht zweckmäßig, weil sie hindern, daß die Hinterfüllung sich fest an die Mauern schließt, was wegen Abhaltung des Außenwassers erforderlich ist.

Sämtliche Seitenmauern erhalten eine Abdeckung von schweren Deckplatten, im vorliegenden Falle sind dieselben 0,4 m hoch.

Auch im Bereiche der Wendenische werden große Quader verwendet; besonderes Gewicht ist auf Verminderung der Anzahl der Lagerfugen zu legen, vergleiche

auch hierzu die Abb. 201, welche 1,40 m hohe Wendenischensteine aufweist. Die Wendenische muß geschliffen werden, insoweit die Wendesäule mit ihr in Berührung kommt.

Zu Abb. 212 ist noch zu bemerken, daß sich der Vorschleuse Flügelmauern anschließen, welche im Grundriß nur zum Teil gezeichnet sind. Der obere Teil dieser Flügel springt etwas zurück, um Raum für eine im Längenschnitt angedeutete Treppe zu gewinnen, welche bei niedrigen Wasserständen den Kleinverkehr zwischen Wasser und Land vermittelt.

Die meisten Seeschleusen unterliegen weit ungünstigeren Umständen, als die Flußschleusen. Sie sind häufig in Marschen zu erbauen und aus dem auf S. 219 Gesagten ist bekannt, daß man daselbst in mäßiger Tiefe unter ziemlich festem Klai oft den nachgiebigen sogenannten Darg, an anderen Orten aber einen außerordentlich feinen Triebsand antrifft. Wenn man ferner den die Lage des Schleusenbodens bedingenden großen Tiefgang der neueren Seeschiffe und die stark wechselnden Wasserstände des Meeres berücksichtigt, ergibt sich, daß man beim Bau einer Seeschleuse in der Regel mit einem Überdruck des Wassers von etwa 12 m, oft mit noch mehr, zu rechnen hat. Dieser Überdruck hat zur Folge, daß der in Arbeit befindliche Schleusenboden einem von unten nach oben gerichteten Wasserdruck, einem Auftriebe, ausgesetzt ist, dessen Größe mit der Durchlässigkeit des Untergrundes wächst. Auch nach Vollendung der Schleuse tritt bei Hochwasser oft ein ansehnlicher, obwohl gegen früher verminderter Überdruck ein, weshalb an der Außenseite des Bauwerks besondere Vorkehrungen getroffen werden müssen, um daselbst die Bildung von Wasseradern zu verhüten.

Es kommt hinzu, daß unter dem erwähnten Darg und dicken Moorschlamm nicht selten ein älterer Sand liegt, und das Wasser, mit dem dieser gesättigt ist, steht unter einem besonderen Druck, weil die belastenden Schichten schwerer als Wasser sind. Wenn nun neben der Baustelle der Schleuse Aufhöhungen des Geländes vorgenommen werden, wird jener Druck noch vermehrt. Man hat es dann mit einem Auftriebe zu tun, der seinen Herd in der Tiefe hat und dieser ist mitunter so stark, daß in der entlasteten Baugrube sich der Boden nebst den Pfählen eines angefangenen Pfahlrostes gehoben hat. Ferner sind unter den angegebenen Druckverhältnissen in der Baugrube nicht selten Quellen entstanden.

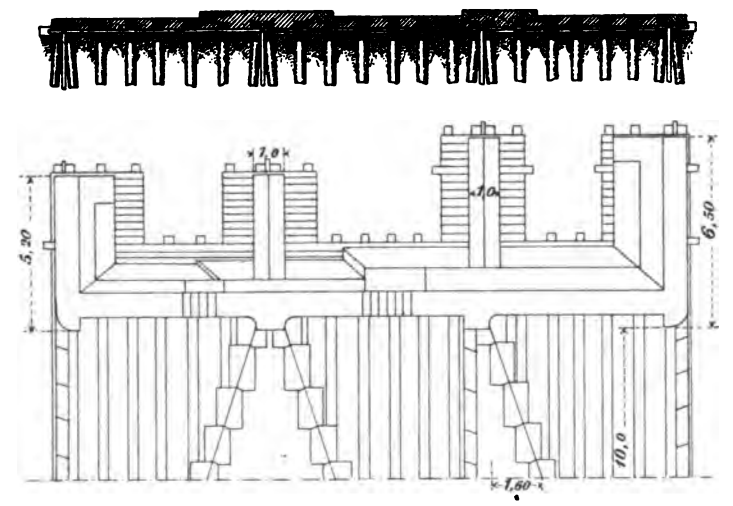
Die Schwierigkeiten der Anordnung und Ausführung der Seeschleusen, welche sich aus dem Vorstehenden ergeben, steigern sich mit ihrer Weite. Wenn diese mäßig und wenn eine Trockenlegung der Baugrube ausführbar ist, können die früher sehr gebräuchlichen hölzernen Böden noch jetzt empfohlen werden. Abb. 213 führt den halben Grundriß einer schiffbaren Deichschleuse mit hölzernem Boden vor; in dem darüber befindlichen Längenschnitt ist nur der letztere gezeichnet.

Boden und Seitenmauern werden hier von einem Pfahlrost getragen, welcher aus Pfählen, starken Grundbalken und Bohlen besteht. Bei verwandten Ausführungen hat man zweckmäßigerweise einzelne durch Zangen begrenzte Bohlenfelder gebildet. Die Grundbalken liegen in der Quere des Bauwerks. An den Aussenseiten und in der Gegend des Drempels befindet sich je eine Spundwand. Ein solcher Pfahlrost unterscheidet sich in verschiedenen Punkten von den bei gewöhnlichen Gründungen üblichen Rosten. Des Auftriebs wegen erhalten die Pfähle Keilzapfen,

die durch die Grundbalken hindurch gehen. Unter den Bohlen befindet sich eine sehr sorgfältig gestampfte Schicht tonigen Bodens; hierdurch wird einerseits die Wirkung des Auftriebs abgeschwächt, andererseits bei sorgfältigem Legen der Bohlen eine wasserdichte Decke erzielt.

Im Bereiche der Torkammern liegen über dem Roste sogenannte Spannbalken,

Abb. 213. M. 1:250.



deren Ende mindestens auf 0,6 m unter das Mauerwerk greifen. Spannbalken und Grundbalken werden miteinander sorgfältig, beispielsweise durch lange Holzschrauben, verbunden, damit sie dem Auftriebe gemeinsam widerstehen. Die zwischen den Spannbalken entstehenden Räume werden ausgemauert, um jene vor dem Angriff des strömenden Wassers zu schützen.

Der Drempel ist aus Werksteinen gebildet, auch an der äußeren Kante des Bodens liegt ein Band von Werksteinen. Früher hat man bei Schleusen mit hölzernem Boden auch zu dem Drempel gewöhnlich Holz verwendet.

Die Seitenmauern haben durchweg einen trapezförmigen Querschnitt; bei 6,75 m freier Höhe sind sie unten 2,50, oben 1,6 m dick. Die Torsäulen sind hinsichtlich ihrer Dicke nicht bevorzugt, stehen aber mit Hinterpfeilern in Verbindung. Diese Pfeiler verhindern, daß zwischen dem Mauerwerk und der Hinterfüllung sich Wasseradern bilden. —

Bei großer Weite und Tiefe der Schleusen und sehr durchlässigem Untergrunde wird die Herstellung eines dichten Bodens außerordentlich schwierig. Man ist von vornherein auf Beton angewiesen, Wasserschöpfung muß aber — wenn man nicht etwa Luftdruck anwenden will — vermieden, mindestens eingeschränkt werden, um den Überdruck so weit möglich zu vermindern. Deshalb baggert man den unteren Teil der Baugrube aus, stellt mit Hülfe von Trichtern eine über die ganze Sohle sich erstreckende Betonschicht her und läßt dem Beton Zeit zu erhärten. Man dichtet also die Sohle vor gänzlichem Auspumpen der Baugrube. Die Betonschicht muß aber sehr dick sein, weil das Biegungsmoment des Auftriebs mit dem Quadrate ihrer Breite zunimmt und weil die Zugfestigkeit des Betons nur gering ist.

Ein Beispiel geben die Abbildungen 214 und 215, welche das Aussenhaupt der bei Bremerhaven erbauten, 28 m weiten neuen Kaiserschleuse, vergl. Abb. 200, S. 297 bei N, darstellen[254]). Der Untergrund bestand hier aus einer etwa 7,5 m

Abb. 214. Längenschnitt. M. 1 : 500.

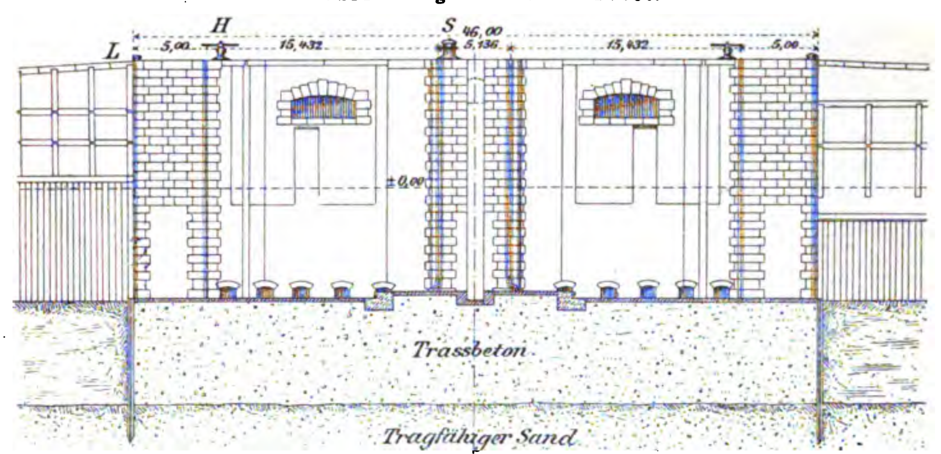
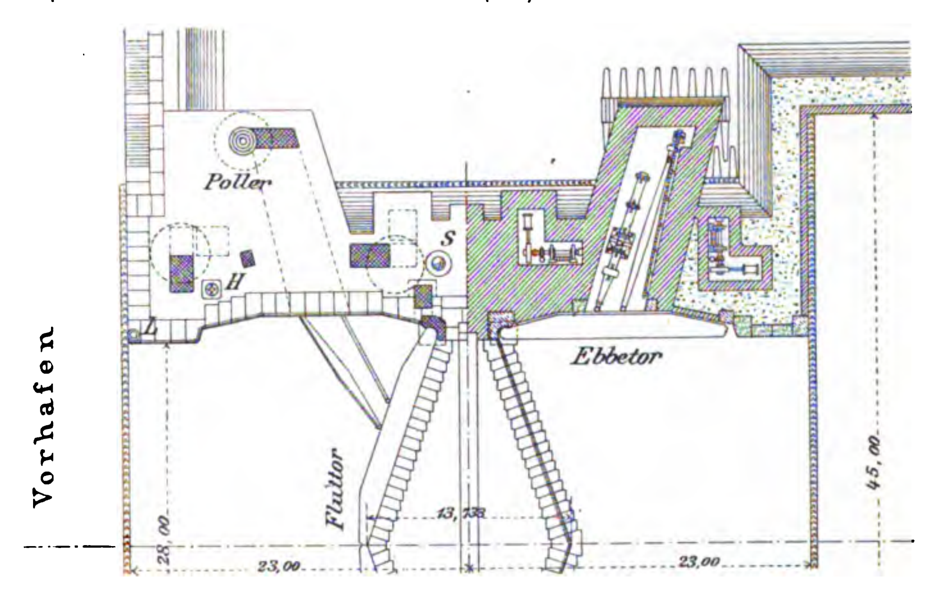



Abb. 215. Grundriß (halb). M. 1 : 500.



mächtigen Schicht von weichem Klai, darunter aus tragfähigem Sand. Man beabsichtigte im Bereiche des Schleusenhaupts den Klaiboden zu entfernen und zunächst eine (rund) 2,0 m starke Schicht von grobem Kies einzubringen, ist aber hiervon

[254]) Näheres s. Rudloff. Die Bremerhavener Hafenanlagen, insbesondere ihre Erweiterung. Zeitschr. f. Arch.- u. Ingenieurwesen. 1900, S. 633.

zurück gekommen, sodaß die ausgeführte, sehr dicke Betonierung bis auf den tragfähigen Sand reicht. Über dem Beton befindet sich ein nur schwaches Backsteinmauerwerk. Das ist zweckentsprechend, denn in solchen Fällen dient das Mauerwerk nur zur Herstellung einer glatten Oberfläche; der Beton muß auch ohne dasselbe ausreichenden Widerstand leisten.

Umgekehrte Gewölbe sind zwischen den Torsäulen und in den Vorschleusen nicht angeordnet. Dergleichen Gewölbe, welche bei älteren Seeschleusen üblich waren, verstärken zwar sowohl den Boden, wie die Seitenmauern, sie vertragen sich aber nicht mit der Querschnittsform der neueren eisernen Schiffe, vergl. S. 295. Im allgemeinen setzen sich deshalb die Seitenmauern der in Rede stehenden Schleuse auf die Böden unvermittelt auf, nur zwischen den Torsäulen sind die unteren Ecken mit einem Halbmesser von etwa 1 m ausgerundet.

Die Drempel sind mit Quadern verkleidet, im übrigen kommen bei diesem Bauwerk im Schleusenboden keine Quader vor. Oberhalb des Bodens sind im Längenschnitt zehn kleine Öffnungen angedeutet; dies sind Ausmündungen von Spülkanälen.

Außerdem sind als Aussparungen im Mauerwerk zu nennen: die Schächte und Maschinenkammern für die Schützen, welche die Spülkanäle nach Bedarf abschließen, ferner die an der Wasserseite offenen Maschinenkammern, in denen sich die Bewegungsvorrichtungen für die Tore befinden [auf diese werden wir in Art. 90 zurückkommen, dann auch die Bestimmung der breiten, in den Torsäulen angebrachten Nuten erörtern], endlich die Kammern für die mit Maschinen betriebenen hydraulischen Spille S, das sind niedrige Schiffswinden mit lotrechter Achse, die auf der Platte des Schleusenmauerwerks stehen. Außen sichtbar ist von diesen mannigfaltigen Einrichtungen außer den Deckplatten der Einsteigeöffnungen sehr wenig.

Zur Erläuterung der Abbildungen sei noch bemerkt, daß auf der Platte der Schleuse sich außer den genannten Maschinenspillen noch von Hand betriebene Spillen H befinden, außerdem noch Leitrollen L zur Übertragung der Bewegung der Seile auf das Schiff. In Abb. 214 sieht man neben dem Schleusenkörper Teile der Kaimauern und zwar unten die ihren Pfahlrost begrenzenden Spundwände und darüber das Mauerwerk, woran behufs Schonung der Schiffe sich kreuzende, senkrechte und lotrechte Reibhölzer befestigt sind. In Abb. 215 ist außer den genannten Vorrichtungen auch ein Poller angedeutet. Poller sind schwere, etwa 1 m hohe, cylindrische eiserne Körper, deren sehr langer Fuß fest eingemauert ist. Beim Festlegen der Schiffe werden starke, von den Schiffen ausgehende Taue um die Poller geschlungen.

Auf die theoretischen Untersuchungen über die Anordnung und Ausführung der Seitenmauern und Böden großer Seeschleusen kann hier nicht eingegangen werden. Ihr Ergebnis ist, daß es sich empfiehlt, erst die Seitenmauern zu gründen und aufzuführen, die Böden aber nachträglich einzufügen; unter Anwendung von Preßluft läßt sich das auch unter Wasser bewerkstelligen[255]).

---

[255]) Handb. Kap. XIV, § 6. — Für Zuhilfenahme von Eisen bei Herstellung der Böden vergl. daselbst S. 138 und Zentralbl. der Bauverw. 1892, S. 489.

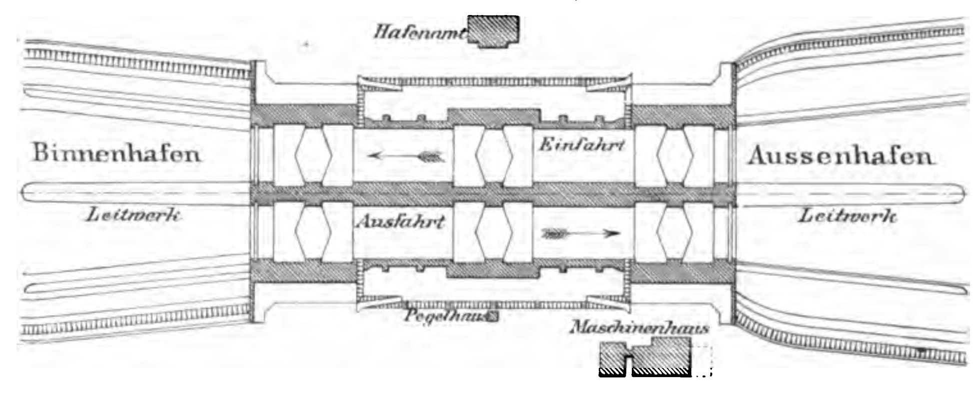
Auch das Zubehör der Schleusenkörper, z. B. die Einfahrten, Flügel usw. kann hier nur angedeutet werden[256]. Dasselbe gilt von den Brücken, welche mit den Schleusen nicht selten vereinigt sind.

88. Kammerschleusen. Allgemeines[257]. Zweck und Verwendung der Kammerschleusen des Binnenlandes sind bereits erörtert, s. S. 177. Hier ist hervorzuheben, daß Zeit und Wasser verbraucht werden, wenn man Schiffe mittels Kammerschleusen hebt und senkt; es verlangen aber die heutigen Anforderungen des Verkehrs stets eine Einschränkung jener Zeit, nicht selten wird auch verlangt, daß der Wasserverbrauch möglichst eingeschränkt werde[258]. Dies beeinflußt nicht allein die Anordnung der Kammerschleusen im ganzen und grossen, sondern auch ihre Einzelheiten.

Zunächst ist darauf aufmerksam zu machen, daß man bei neueren Fluß- und Kanalschleusen nicht selten außer einem Oberhaupt und einem Unterhaupt auch in der Mitte ein Schleusenhaupt anordnet, damit es nicht nötig ist, beim Schleusen einzelner Schiffe eine sehr lange Kammer mit Wasser zu füllen. Für Schiffszüge wird dann die volle Länge gebraucht. Man nennt solche mit drei Toren versehene Schleusen kurz Zugschleusen.

Die normale Seekammerschleuse hat in jedem Haupte, also sowohl im Außenhaupt, wie im Binnenhaupt, zwei Tore, ein Fluttor und ein Ebbetor, siehe Abb. 198, S. 292. Eine solche Schleuse kann nach beiden Richtungen hin höheres Wasser kehren, gestattet aber jederzeit das Schleusen der Schiffe. Das Schleusen der Schiffe aus dem Binnenwasser in ein höheres Außenwasser wird aber nur selten vorkommen; der Nutzen der beiden Fluttore besteht also hauptsächlich darin, daß sie, ebenso wie die doppelten Fluttore der einhäuptigen Schleusen, Sicherheit bei außergewöhnlichen Hochwasserständen gewähren. Die Ebbetore werden hauptsächlich von kleineren Schiffen benutzt, während große Schiffe auch in diese Schleusen erst dann einfahren, wenn sämtliche Tore geöffnet sind.

Abb. 216. M. ∽ 0,0003.



Aus einem ähnlichen, wie dem oben angegebenen Grunde werden auch bei Seeschleusen nicht selten drei Häupter angeordnet.

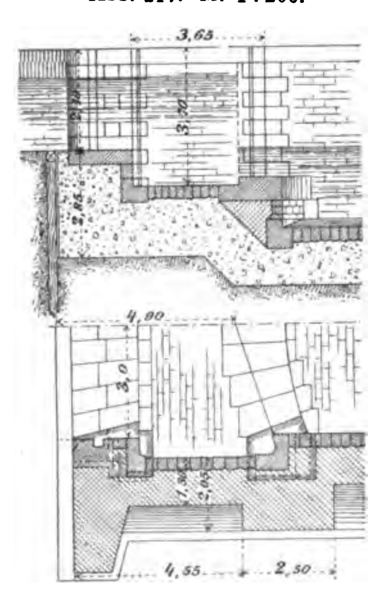
[256]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XIV, § 14.
[257]) Handb. Kap. XIV, S. 55 u. 101, vergl. auch S. 116, 127, 145.
[258]) Für „Besondere Einrichtungen zur Wasserersparnis“ vergl. Handb. Kap. XIV, § 24.

Wenn bei den gewöhnlichen Kammerschleusen Fahrzeuge aus verschiedenen Richtungen gleichzeitig eintreffen, müssen die Schiffe der einen Richtung warten, bis die der anderen Richtung geschleust sind. Um diesen Zeitverlust zu vermeiden, werden bei lebhaftem Verkehr Doppelschleusen, also zwei Schleusen nebeneinander gebaut. Große derartige Seekammerschleusen haben somit sechs Fluttore und sechs Ebbetore, also 24 Torflügel. Ein Beispiel sind die Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals s. Abb. 216.

Zwischen diesem Grenzfalle und der zweihäuptigen Kammerschleuse der Flüsse und Kanäle liegen, was Zahl und Stellung der Tore usw. anbelangt, mancherlei Abstufungen und Abarten. Von letzteren soll hier nur die in sehr verschiedenen Formen vorkommende Kesselschleuse erwähnt werden. Diese entsteht, wenn der Verkehr eine so große Breite der Kammer erfordert, daß darin zwei oder mehr Schiffe nebeneinander liegend gleichzeitig geschleust werden können.

Nunmehr sind die Abmessungen der Häupter zu besprechen, jedoch nur insofern, als sie von denjenigen einhäuptiger Schleusen abweichen. Die Kammerschleusen der Seekanäle und Seehäfen scheiden demnach hier aus, es handelt sich also um die Häupter der Fluß- und Kanalschleusen. Über Weite und Längenabmessungen ist nur wenig zu sagen, für erstere gilt das auf S. 294 Besprochene und die Längenabmessungen ergeben sich aus den Weiten. Bemerkt mag werden, daß die Länge und noch mehr die Dicke der Seitenmauern des Oberhauptes, falls Umläufe (s. Art. 89) angeordnet werden, größer ausfallen, als bei einhäuptigen Schleusen. Daß die Dammfalze des Unterhauptes sich neben den Torsäulen befinden, während sie im Oberhaupt in der Vorschleuse liegen, ist wohl selbstverständlich.

Abb. 217. M. 1 : 200.



Eine eingehendere Besprechung erfordern die Höhenverhältnisse, denn diese sind eigenartig. Fluß- und Kanalschleusen vermitteln die Verbindung zwischen einem Oberwasser und einem Unterwasser, also zwischen zwei dauernd in verschiedenen Höhen liegenden Wasserspiegeln und den größten Höhenunterschied zwischen beiden, welcher eintreten kann, nennt man bekanntlich das Gefälle der Schleuse.

Die Ermittelung eines zweckmäßigen Gefälles ist sehr wichtig, denn mit Vergrößerung des Gefälles vermindert sich die Zahl der in einer Wasserstraße zu erbauenden Schleusen, damit aber auch die Fahrzeit der Kähne. Man vergleiche hierzu das auf S. 227 über Schnelligkeit der Fahrzeuge Gesagte. Wenn es die Örtlichkeiten gestatten, gibt man deshalb in neuerer Zeit den Kammerschleusen größere Gefälle, als früher. Während man sich bis zur Mitte des vergangenen Jahrhunderts gewöhnlich mit einem Gefälle von etwa 2,5 m begnügt hat, kommen neuerdings Gefälle von

4 bis 5 m nicht selten vor[259]). Daß dieser Gang der Entwickelung auch die beweglichen Wehre beeinflußt hat, ist in Art. 57 besprochen.

Wenn das Gefälle der Schleuse feststeht, ergeben sich aus dem Tiefgange der Schiffe und dem erforderlichen Spielraume leicht die Höhenlagen des Drempels des Unterhaupts und der Vorschleuse des Oberhaupts. Im Oberboden verteilt man das ansehnliche Gefälle der neueren Schleusen meistenteils auf die nahe am Drempel liegende Fallmauer und auf die Mauer, welche die Vorschleuse begrenzt, derart, daß der Drempel tiefer liegt, als der Spiegel des Unterwassers (Abb. 217), weil hierdurch, abgesehen von sonstigen Vorteilen, die Torflügel eine bessere Form erhalten.

Die Höhe der Tore und die Höhe der Seitenmauern ergeben sich in der Regel aus der Lage des Wasserspiegels des Oberwassers und in bereits besprochener Weise. Rücksicht auf Wellenschlag ist jedoch dabei nicht zu nehmen. Die Oberkanten der Seitenmauern der Häupter liegen bei Kanalschleusen fast immer in gleicher Höhe. Bei Flußschleusen ist dies, wie bereits erwähnt, nur dann der Fall, wenn es zulässig ist, daß die Schleuse vom Hochwasser überströmt wird oder wenn sie der Einwirkung des Hochwassers entzogen ist. Meistenteils wird aber das Tor des Oberhaupts so hoch gemacht, daß jenes Überströmen nicht eintreten kann, dann fallen die Seitenmauern des Oberhaupts höher aus, als die des Unterhaupts. Für die Höhe der Begrenzungen der Kammer ist die Höhe des Unterhaupts maßgebend.

Abb. 218. M. 1 : 300.

Der Boden der Vorschleuse des Oberhaupts } liegt { 4,86 m } tiefer,
Der Drempel des Unterhaupts } liegt { 6,23 m } tiefer,
als Deckplattenoberkante.
Die Deckplatten des Oberhaupts liegen 0,79 m höher,
als die Deckplatten des Unterhaupts.

Abmessungen der Kammern. Über die Abmessungen einer für ein Schiff bemessenen Kammer ist folgendes zu bemerken: Der Grundriß der Fallmauer des Oberhaupts pflegt durch einen Kreisbogen begrenzt zu werden, Abb. 218[260]). Den Abstand LL_1 zwischen einer Sehne dieses Bogens und dem Anfang der Torkammer des Unterhaupts nennt man die nutzbare Länge der Schleuse. Man

[259]) Vergl. Handb. Kap. XV, S. 376.

[260]) Grundriß einer für die Kanalisierung einer Strecke der Saar ausgeführten Schleuse. Näheres s. Zeitschr. f. Bauw. 1866.

erhält dieselbe, indem man der Länge der Fluß- und Kanalkähne (wobei jedoch die Länge des Steuerruders nicht mitgemessen wird) 0,5 bis 1,5 **m** zufügt. Bei Kanalschleusen wird man, der Ersparung von Füllwasser wegen, kleinere Zuschläge machen als bei Flußschleusen. Über die für Schiffszüge erforderlichen Längen lassen sich allgemein gültige Angaben nicht machen.

Bei Seekammerschleusen mit vier Toren wird die nutzbare Länge zwischen den Torkammern gemessen; man erhält sie, indem man der „Schiffslänge über Alles" 1,5 bis 2,0 **m** zufügt. Bei Seekammerschleusen mit drei Toren, vergl. Abbildung 219 (weiter unten), mißt man die in derselben Weise zu bestimmende nutzbare Länge zwischen den Torsäulen des einen und der Torkammer des anderen Schleusenhaupts. Hierbei kommen nur die festen Teile des Schiffs in Betracht, weil das Bugspriet u dergl. über die Tore hinwegragen.

Bei Kesselschleusen ist zwischen den Häuptern und der Kammer eine deutliche Grenze vorhanden und die Schiffslänge ist für die Länge des Kessels maßgebend. Der Kessel der neuen Kaiserschleuse zu Bremerhaven (Abb. 200, S. 297) hat beispielsweise eine Länge von 200 **m** erhalten.

Über die Breiten der Kammern ist nicht viel zu sagen. Namentlich bei Seeschleusen darf der Boden der Kammer mitunter etwas schmaler sein, als die Häupter weit sind. Bei Kesselschleusen ergibt sich die Bodenbreite aus der Zahl und Größe der gleichzeitig zu schleusenden Schiffe. Die oberen Breiten sind von der nachstehend erörterten Gestaltung der Querschnitte abhängig. Die Kammer der erwähnten Bremerhavener Schleuse hat 45 m obere Breite[361]).

Die Häupter und die Kammern sollten in der Regel verschieden behandelt werden, weil an Standsicherheit und Wasserdichtheit nicht die gleichen Anforderungen zu stellen sind. Wenn jedes Haupt durch zwei den Grundbau begrenzende Querspundwände gegen Unterwaschung, nicht minder gegen Hinterspülung geschützt und in seinen festen Teilen unbeweglich hergestellt ist, genügt für die Kammer eine leichtere Bauart; es muß allerdings dafür gesorgt werden, daß durch Versickerung nur geringe Wasserverluste eintreten und daß Formänderungen der seitlichen Begrenzungen innerhalb mäßiger Grenzen bleiben.

Man kann deshalb den Boden der Kammern durch eine im Querschnitt bogenförmige Pflasterung, bei nachgiebigem Untergrunde mit Betonunterbettung, herstellen. Der Pfeil der Krümmung ergibt sich bei Fluß- und Kanalschleusen aus dem Höhenunterschiede zwischen Drempel und Torkammerboden; dem Boden der Vorschleuse des Unterhaupts kann man dieselbe Krümmung geben. Der Boden des Kessels der obengenannten Schleuse hat keinerlei Befestigung erhalten.

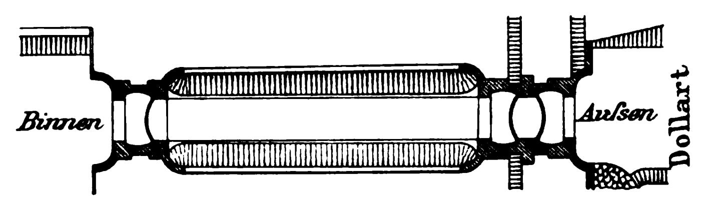
Wenn man bei den seitlichen Begrenzungen der Kammern aus unten angegebenen Gründen Mauern verwenden muß, kann man bei Seeschleusen ihren Fuß ein wenig vorschieben, ihren Kopf aber zurückziehen und die Mauerdicke entsprechend einschränken. Billiger ist es, die seitlichen Begrenzungen stark zu böschen und nur gewöhnliche Uferbefestigungen anzuwenden, beispielsweise solche aus Buschwerk oder Pflasterung.

---

[361]) Für mancherlei seltener vorkommende Formen der Schleusenkammern vergl. Handb. Kap. XIV, S. 58.

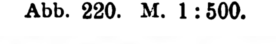
Ein Beispiel einer geböschten Kammer bieten unter anderm die Abbildungen 219 und 220, welche den Grundriß und einen Querschnitt der neuen Seeschleuse

Abb. 219. M. 1:2500.



bei Emden vorführen. Bei dieser ist das roh bearbeitete Steinpflaster der Sohle und der Böschung auf einer etwa 0,5 **m** dicken Unterlage von Beton versetzt. Die Böschungen stützen sich gegen schwache Pfahlreihen.

Es sind nun noch die Fälle namhaft zu machen, in denen die obige Regel eine Einschränkung erleidet. Dies tritt namentlich ein, wenn bei Kanalschleusen großer Wert auf möglichst geringen Wasserverbrauch gelegt werden muß. Man wird alsdann steile Seitenmauern anwenden, kann ihnen aber einen Anlauf geben. Auch bei Doppelschleusen verbieten sich beiderseits geböschte Kammern von selbst. Drittens können die im nächsten Artikel besprochenen Grundläufe steile Begrenzungen der Kammermauern herbeiführen.


Abb. 220. M. 1:500.



89. Kammerschleusen. Einzelheiten [262]). Die beim Füllen und Leeren der Kammern verbrauchte Wassermenge ist sehr groß. Für eine Füllung erhält man sie genau genug durch Multiplikation des Gefälles der Schleuse mit der Grundfläche des zwischen den Toren befindlichen Wasserkörpers, in der Mitte zwischen Oberwasser und Unterwasser gemessen. Diese Grundfläche berechnet sich bei einer 9,6 **m** weiten Kanalschleuse mit durchweg lotrechten Seitenmauern zu etwa $9{,}6 \cdot 75 = 720$ **qm**. Bei 2,4 **m** Gefälle ergibt sich sonach die für das Schleusen eines Schiffs erforderliche Wassermenge zu rund 1730 **cbm**. Dieser Verbrauch ermäßigt sich auf die Hälfte, wenn der Beförderung eines talswärts fahrenden Schiffs diejenige eines bergwärts fahrenden unmittelbar folgt.

Das Wasser muß der Kammer in kurzer Zeit, etwa in fünf Minuten, zugeführt werden, und dies erfordert Ausflußöffnungen von ansehnlicher Größe und nicht geringer Zahl. Wenn die Öffnungen, wie es gewöhnlich der Fall ist, ganz unter dem Unterwasser liegen, ist die anfängliche Druckhöhe gleich dem Gefälle der Schleuse. Bei 2,4 **m** Gefälle ist die anfängliche Ausflußgeschwindigkeit somit $= \mu \cdot \sqrt{2g \cdot 2{,}4}$ oder, wenn $\mu = 0{,}60$ gesesetzt wird, $= 0{,}60 \cdot 4{,}43 \sqrt{2{,}4} =$ rund 4,1 **m**. Man vergleiche hierzu Art. 22.

[262]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XIV, § 7.

Aus dem Vorstehenden ergibt sich, daß die Ausflußvorrichtungen sehr widerstandsfähige Wandungen haben müssen, hauptsächlich aber, daß man die Schiffe dem stark ausströmenden Wasser soweit möglich entziehen muß; wenn das nicht geschieht, kommen sie in Berührung mit den Seitenmauern der Schleusen und reiben sich daran und dergl. mehr.

Der Ausfluß des Wassers kann durch drei verschiedenartige Vorrichtungen vermittelt werden: durch Schützöffnungen in den Toren, durch Umläufe und durch Grundläufe. Diese Vorrichtungen sind fast immer doppelt, also rechtsseitig und linksseitig, vorhanden und jede wird mit mindestens einer beweglichen Verschlußvorrichtung versehen. So lange das Wasser zurückgehalten wird, sollten die Verschlüsse wasserdicht sein, sodann müssen sie sich in kurzer Zeit öffnen und schließen lassen, weil es auch hierbei auf Zeitersparung wesentlich ankommt.

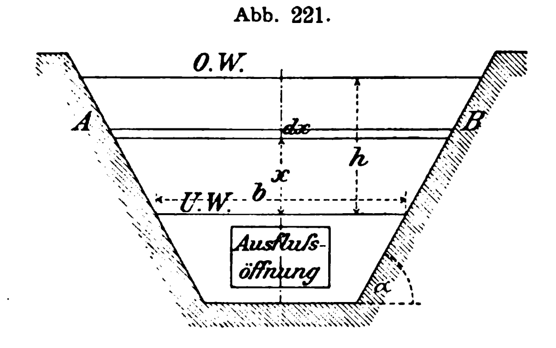
Torschützen sind die älteste und einfachste Anordnung, die Größe der zugehörigen Öffnungen ist aber schon deshalb ziemlich beschränkt, weil sie sich nicht über die ganze Breite der Torflügel erstrecken; in den Toren des Oberhaupts angebracht verursachen sie leicht nachteilige Wasserströmungen. Man ordnet deshalb bei größeren Schleusen — namentlich im Oberhaupte — Umläufe an, d. h. Kanäle, welche in den Tornischen anfangen und in der Kammer entweder unterhalb der Torsäulen oder in der Fallmauer ausmünden. Wenn die Endstrecken zusammengehörender, in den Seitenmauern einmündender Umläufe senkrecht zur Schleusenachse liegen, wird die Kraft des in entgegengesetzten Richtungen ausströmenden Wassers erheblich geschwächt.

Noch vollkommener wirken die Grundläufe. Dies sind Kanäle, welche vom Oberhaupte ausgehend und ungefähr in der Höhe des Kammerbodens liegend sich fast über die ganze Länge der Schleuse erstrecken und durch zahlreiche kurze Abzweigungen (Stichkanäle) mit dem Oberwasser, der Kammer und dem Unterwasser in Verbindung stehen. Mit Hilfe geeignet gestellter Verschlußvorrichtungen ermöglichen sie sowohl das Füllen wie das Entleeren der Kammer. — Vorläufer der Grundläufe sind ähnlich angeordnete Kanäle, die zum Reinhalten des Torkammerbodens dienen, vergl. Abb. 214, S. 315. Derartige Spülkanäle kommen noch jetzt nicht selten vor, in etwas anderer Anordnung auch bei einhäuptigen Schleusen. Bei Umläufen und Grundläufen ist eine trompetenartige Erweiterung der Austrittsöffnungen zu empfehlen, um die Geschwindigkeit des ausströmenden Wassers einigermaßen zu vermindern.

Eine genaue Berechnung der genannten Vorkehrungen wird dadurch unmöglich gemacht, daß die Ausfluß-Koeffizienten bezw. die Druckhöhenverluste sehr verschieden und nur in einzelnen Fällen durch Versuche ermittelt sind. Für den Ausfluß aus Schützöffnungen kann 0,60 als Mittelwert gelten. Wenn man aber bei diesen Öffnungen für abgerundete Ecken sorgt, darf man größere Werte annehmen. Dagegen ist bei gemauerten Umläufen mit mehrfachen Richtungsveränderungen μ kleiner als 0,60 und kann bis auf etwa 0,40 sinken. Grundläufe lassen sich zur Not wie Rohrleitungen berechnen. Es sind nun gewöhnlich entweder Schützöffnungen und Umläufe, oder jene und Grundläufe, vorhanden und man wird vielleicht nicht viel fehl gehen, wenn man bei vorläufigen Rechnungen einen durchschnittlichen Ausfluß-Koeffizienten von 0,55 einführt. Dies soll im Nachstehenden geschehen.

Bei Ermittelung der Größe der in Rede stehenden Öffnungen und der zum Füllen und Entleeren der Kammern erforderlichen Zeit kommen die Gesetze des Ausflusses des Wassers aus Behältern zur Anwendung. Man hat es hierbei mit einem Wasserspiegel zu tun, welcher sich hebt, wenn die Kammer gefüllt, und sich senkt, wenn dieselbe entleert wird, also mit veränderlichen Druckhöhen. Bei der nachstehenden Untersuchung ist angenommen, daß der Querschnitt der Kammer trapezförmig sei. In der Nähe der Tore ist der Querschnitt jedoch stets rechteckig und man hat die Berechnung dadurch vorzubereiten, daß man durch Zurückführung (Reduktion) des körperlichen Inhalts der Wassermengen mit rechteckigem Querschnitt auf den trapezförmigen Querschnitt die Länge einer ideellen Kammer ermittelt, welche denselben Inhalt, wie die auszuführende Kammer hat. Wenn nun angenommen wird, daß die Öffnungen vollständig unterhalb des Unterwassers liegen, erreicht die Druckhöhe äußerstenfalls das Gefälle h der Schleuse. Es bezeichnet ferner (Abb. 221):

Abb. 221.



l die in angegebener Weise ermittelte ideelle Länge der Kammer,

b die Breite des Unterwasserspiegels,

n die Kotangente des Neigungswinkels α der Böschungen,

F die Summe der Querschnittsflächen der Schützöffnungen usw.,

t (in Sek.) die Zeit für das Entleeren der Kammer.

Die Breite eines Wasserspiegels AB, welcher vom Unterwasser einen Abstand $= x$ hat, ist $b + 2nx$. Einer Zeit dt_0 entspricht eine theoretische Ausflußmenge $= F \cdot \sqrt{2gx} \cdot dt_0$ und eine Senkung des Wasserspiegels $= (b + 2nx)\, l \cdot dx$. Hieraus folgt:

$$dt_0 = \frac{(b + 2nx)\, l \cdot dx}{F \sqrt{2gx}} = \frac{l}{F \cdot \sqrt{2g}} (bx^{-1/2} + 2nx^{1/2})\, dx.$$

Da x zwischen den Grenzen 0 und h liegt, erhält man durch Integration

$$t_0 = \frac{l}{F \sqrt{2g}} (2bh^{1/2} + {}^4/_3\, nh^{3/2}).$$

Somit ist, wenn μ der Ausfluß-Koeffizient, die in Wirklichkeit zum Entleeren der Kammer erforderliche Zeit

$$t = \frac{l}{\mu F \sqrt{2g}} (2bh^{1/2} + {}^4/_3\, nh^{3/2}) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 66.$$

Die Zeit, welche zum Füllen der Kammer gebraucht wird, berechnet sich in gleicher Weise und das theoretische Ergebnis ändert sich nicht. Es ist jedoch zu beachten, daß die Größe der Öffnungen und der Ausfluß-Koeffizient beim Füllen der Kammer nicht selten andere sind, als beim Entleeren.

Wenn $\alpha = 90^0$, also bei lotrechten Seitenwänden, ist $n = o$, wenn dann $bl = G$ gesetzt wird, erhält man

$$t = \frac{2G \sqrt{h}}{\mu \cdot F \cdot \sqrt{2g}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 67.$$

Bei trapezförmigen Kammerquerschnitten darf man in diese Formel näherungsweise statt G die mittlere Grundrißfläche des Füllraums, nämlich (b+nh) l, einführen und erhält

$$t_a = \frac{2\,(b+nh)\,l\,.\,\sqrt{h}}{\mu\,F\,\sqrt{2g}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 68.$$

Beispiel. Die Breite des 2,6 m unterhalb des Unterwassers liegenden Kammerbodens sei 9,6 m und $n = \frac{1}{2}$, dann ist $b = 12,2$ m, ferner sei $h = 2,4$ m und $l = 80$ m und es ergibt sich $(b+nh)\,l = 1072$ qm.

Bei überschläglichen Rechnungen kann man $F = \frac{1}{250}\,G$, hier = (rund) 4,3 qm, annehmen. Die Querschnittsfläche der Öffnungen des Oberhaupts soll auf zwei Schützöffnungen und zwei Umläufe verteilt werden, somit $\mu = 0,55$, vergl. S. 322.

Dann ist $\mu F \sqrt{2g} = 0,55 \,.\, 4,3 \,.\, 4,43$ = (rund) 10,5 und die zum Füllen erforderliche Zeit

$$t_a = \frac{2\,.\,1072\,.\,\sqrt{2,4}}{10,5} = 316 \text{ Sek.}$$

Wenn man die obigen Zahlenwerte in die Gleichung 66 einführt, erhält man $t = 307$ Sek.

Der Unterschied zwischen der angenäherten und der genaueren Rechnung ist also nicht bedeutend und in Anbetracht der Unsicherheit, welche dem Ausfluß-Koeffizienten anhaftet, darf man in der Regel von der Gleichung 68 Gebrauch machen.

Die Gleichungen 66 bis 68 lassen sich selbstverständlich auch benutzen, wenn es sich darum handelt, bei gegebener Zeit die maßgebenden Querschnitte der Ausflußöffnungen zu berechnen.

Beim Obigen ist, wie gesagt, vorausgesetzt, daß die Öffnungen vollständig unterhalb des Unterwasserspiegels liegen. Beim Füllen der Kammern kommt es aber vor, daß dieselben eine etwas höhere Lage haben, so daß das Wasser teilweise in die Luft ausströmt. Die in diesem Falle anzuwendende Formel ist an unten vermerkter Stelle angegeben[263]). Der Einfluß, welchen jene Lage auf das Füllen der Kammer hat, ist aber in der Regel gering. An genannter Stelle findet man auch eine Formel für den sehr selten vorkommenden Fall, daß beim Entleeren der Kammer die Ausflußöffnungen teilweise oberhalb des Unterwasserspiegels liegen.

Die auf S. 322 erwähnten, an die Verschlußvorrichtungen für Torschützen, Umläufe und Grundläufe zu stellenden Anforderungen haben eine Reihe beachtenswerter Anordnungen gezeitigt[264]). Eine Vorfrage wird stets sein, ob für die Bewegung dieser Vorrichtungen nur Menschenkraft oder aber Maschinenkraft zur Verfügung steht. Wenn das erstere der Fall ist, sind namentlich bei den Tor-

---

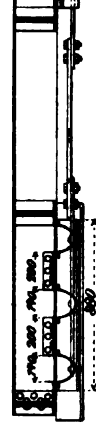
[263]) Taschenb. d. Hütte (17. Aufl.), S. 258.

[264]) Handb. Kap. XIV, § 23. — Landsberg. Die eisernen Stemmtore der Schiffsschleusen. § 25 (S. 101).

schützen die einfachen, in Art. 52 besprochnen Anordnungen nicht mehr zeitgemäß, weil bei diesen Bedienung durch einen oder zwei Mann zu viel Zeit erfordert.

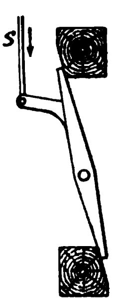
Die sogenannten Registerschützen haben diesen Übelstand nicht. Bei einem Registerschütz sind mehrere schmale Öffnungen übereinander angeordnet und zwar sowohl in der beweglichen Schütztafel, wie in dem zugehörigen festen Rahmenwerk. Beide sind aus Eisen und die zwischen den Öffnungen der Tafel befindlichen Streifen haben gewöhnlich halbkreisförmige Querschnitte s. Abb. 222. Schon bei einer geringen Verschiebung der Schütztafel werden sämtliche Öffnungen frei. Wenn man nun zwei Registerschützen nebeneinander anbringt, von denen das eine freie Öffnungen bekommt, wenn die Tafel gehoben, während bei dem anderen dasselbe geschieht, wenn die Tafel gesenkt wird, kann man mit einer gemeinschaftlichen, ziemlich einfachen Bewegungsvorrichtung erreichen, daß beide Schützen gleichzeitig verschoben werden. Diese Vorrichtung kann von einem Manne mit Leichtigkeit bedient werden, weil die Eigengewichte der Schützen sich ausgleichen. — Die Registerschützen zeichnen sich auch durch einen großen Ausfluß-Koeffizienten aus, sie sind aber nicht frei von Übelständen; auf diese soll jedoch nicht näher eingegangen werden.

Abb. 222. M. 1:40



Auch die in neuerer Zeit oft ausgeführten Drehklappen werden hier nur kurz besprochen, obwohl ihre Berechnung sehr lehrreich ist. In Toren angebracht sind die Drehklappen gewöhnlich rechteckige, um eine horizontale Achse drehbare und in der Ruhestellung schräg stehende Tafeln (Abb. 223). Wenn dann die Achse etwas unterhalb der Mittellinie liegt, ist bei geschlossener Klappe ein Wasserüberdruck vorhanden, der einem guten Anschluß der Ränder an den Rahmen der Klappe dienlich ist. Am oberen Ende derselben befindet sich ein kurzer Arm und an diesem eine über den Obertramen hervorragende Stange S, welche beim Öffnen der Klappe abwärts gedrückt wird. Hierbei müssen jener Überdruck und die Reibungswiderstände überwunden werden, aber die letzteren sind nur gering und das Öffnen vollzieht sich rasch. Auch für Umläufe werden Drehklappen nicht selten ausgeführt, jedoch dann mit vertikaler Drehachse.

Abb. 223.



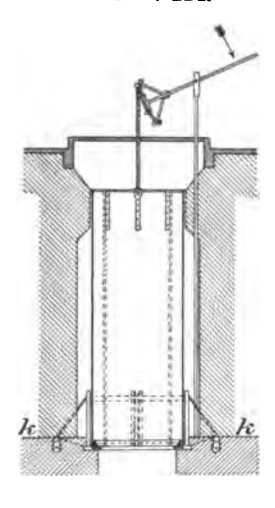
Ventilverschlüsse kommen nur in Umläufen, in diesen aber in mancherlei Formen vor; hier sollen nur die Cylinderventile erwähnt werden. Sie bestehen im wesentlichen aus einem über das Oberwasser reichenden Blechcylinder (Abb. 224), welcher auf dem Rande einer kreisförmigen Einmündung dicht schließend steht und oben mit einer Kette in Verbindung ist. In dem abgebildeten Beispiele ist die letztere an einem festgelagerten Kreissegmente befestigt und durch Niederdrücken eines Hebels wird das Ventil namentlich dann leicht gehoben, wenn ein Gegengewicht angebracht ist.

Besonders für die Umläufe des Oberhaupts sind Cylinderventile am Platze. Wenn man für dieselben in den Tornischen kleine, im Grundriß halbkreisförmige Nischen herstellt und an die in der Höhe kk des Torkammerbodens liegenden Einmündungen weite Rohre anschließt, welche in der Fallmauer ausmünden, erhält man eine beim Füllen der Kammer sehr gut wirkende Vorrichtung.

Schließlich darf nicht unerwähnt bleiben, daß durch das Anbringen von Torschützen die Festigkeit des unteren Teils der Stemmtore beeinflußt wird. Die Schütz-

öffnungen pflegen nebst den sie begrenzenden kurzen, lotrechten Pfosten ungefähr die halbe Breite des Rahmenfeldes einzunehmen, die Enden eines großen Teils der Bekleidungsbohlen müssen also von dem untersten Riegel statt vom Untertramen aufgenommen werden. Da außerdem der Abstand zwischen dem genannten Riegel und dem Untertramen gewöhnlich etwas größer gemacht wird, als die übrigen Abstände, damit die Öffnungen an Höhe gewinnen, ist eine Verstärkung des untersten Riegels angezeigt. Zu diesem Zweck gibt man dem Riegel nicht selten die Dicke des Untertramens und läßt ihn dann sämtliche Bohlen aufnehmen; außerdem kann man ihn im Grundriß an der Unterwasserseite ausbauchen. Die rechts und links neben den Schützöffnungen entstehenden Felder werden mit kurzen lotrechten Bohlen ausgefüllt, auch wenn die Bekleidung im übrigen schrägliegende Fugen hat. Mitunter ist die genannte Grundrißform auch für den zweituntersten Riegel am Platze.

Abb. 224.



90. Schlußbemerkungen. Es ist nun auf einige im Vorstehenden nicht berücksichtigte Gegenstände des Schleusenbaus aufmerksam zu machen, wobei jedoch verschiedene nur vereinzelt vorkommende bauliche Anordnungen ganz übergangen werden.

Neben den vorzugsweise verwendeten Drehtoren mit vertikaler Achse kommen auch solche mit horizontaler Achse vor, ferner Tore, welche nicht gedreht, sondern geschoben werden. Die ersteren nennt man Klapptore, die anderen Schiebetore[265]).

Die Klapptore bestehen aus einer einzigen Tafel, deren Breite etwas größer als die Weite der Schleuse ist; die mit der Schleusenachse einen rechten Winkel bildende Drehachse liegt in der Nähe des Drempels. Um das Öffnen zu erleichtern, ist der Torflügel in geschlossenem Zustande nach dem Oberwasser hin geneigt, der geöffnete Flügel liegt etwas tiefer als der Boden der Vorschleuse. Der Flügel besteht aus einem hölzernen Rahmen, Ständern, welche nahezu lotrecht stehen, wenn das Tor geöffnet ist, und einer Bekleidung mit wagerecht liegenden Bohlen. Schließen und Öffnen erfolgen mit Hilfe von Winden und Ketten. Das aufgerichtete Tor lehnt sich an Pfosten, welche die Tornische begrenzen.

Abb. 225.

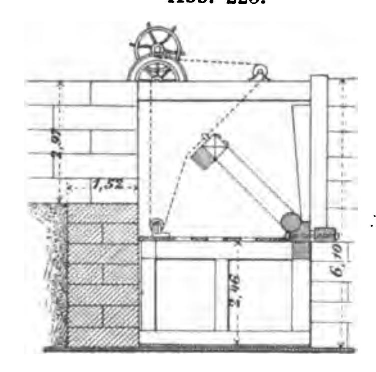


Abb. 225 gibt den Querschnitt des Oberhaupts einer für den Erie-Kanal in Nordamerika ausgeführten Schleuse mit Klapptor. Bei diesem zum Teil aus Holz hergestellten Bauwerk enthält der Torkammerboden mehrere Schützöffnungen, dieselben können mit vom Ufer verstellbaren, in der Abbildung aber nicht gezeichneten Drehklappen verschlossen werden; geöffnet dienen sie zum Füllen der Schleusenkammer.

---

[265]) Handb. (3. Aufl.) Kap. XIV, S. 163, 185, 246.

Klapptore eignen sich besonders für die Oberhäupter der Kanalschleusen. Für die Berechnung der Ständer vergleiche man S. 193. Gelegentlich der Erbauung des Oder-Spree-Kanals hat die obere Schleuse bei Fürstenwalde a. d. Oder eines der wenigen in Deutschland bis jetzt ausgeführten Klapptore erhalten[266].

Bei Schiebetoren erfolgt das Öffnen und Schließen durch seitliche Verschiebung in der Torebene; es muß deshalb neben der Schleuse ein geräumiger Schlitz hergestellt werden, in welchem das Tor Platz finden kann. Wenn der Körper desselben wie ein wasserdichter Kasten ausgebildet wird, kann die Verschiebung auf Gleitschienen (also ohne Rollen) erfolgen. Schiebetore kehren das Wasser nach beiden Seiten, sie werden hauptsächlich für weite Öffnungen und bei großen Höhenunterschieden der Wasserspiegel mit Erfolg verwendet. Die mehrfach erwähnte Bremerhavener Kaiserschleuse hat im Binnenhaupte ein Schiebetor erhalten.

Die Vorrichtungen zum Bewegen der Tore[267]) haben sich aus geringen Anfängen hoch entwickelt. Bei den älteren kleinen Schleusen genügten Hilfsmittel einfachster Art z. B. ein leichter Schiebebaum mit einem Haken am Ende, welcher einen auf dem Kopfe der Schlagsäule befestigten Bolzen mit Knopf faßte. Später wurde es erforderlich, kleine von Hand betriebene Maschinen zu verwenden. Unter Beibehaltung des Schiebebaums kuppelte man beispielsweise ein Ende desselben mit der Schlagsäule; von hieraus wurde ein Seil mit mehrmaligen Umschlingungen über die Trommel einer einfachen Kurbelwinde mit horizontaler Achse und dann nach dem anderen Ende des Schiebebaums geführt. Die Bewegung dieser Vorrichtung erfolgte je nach Umständen durch einen oder durch zwei Arbeiter.

Bei den neueren Schleusen, namentlich bei Seeschleusen, genügen derartige und selbst gut ausgebildete größere Winden, welche den Toren Menschenkraft durch Ketten übermitteln, nicht. Die ansehnlichen Widerstände, welche breite Tore verursachen, wenn man die Zeit für Öffnen und Schließen einschränken will, begründen die Anwendung kräftiger Maschinen, die ihren Antrieb von einer gemeinsamen Kraftquelle erhalten. Dies ist bis jetzt meistens eine mit einem Akkumulator ausgestattete und Druckwasser erzeugende Dampfmaschine. Ein mit einem Flaschenzuge verbundener Treibcylinder bewirkt das Öffnen, ein anderer das Schließen des zugehörigen Torflügels, indem die freien Enden der Ketten der Flaschenzüge in jenem befestigt sind. Wenn der Kolben der Treibcylinder durch das Druckwasser verschoben wird, vergrößert der Flaschenzug den Weg des Kettenendes 4 bis 6 mal. Mit Ausnahme der Kraftmaschine müssen sämtliche Vorrichtungen einschließlich der zugehörigen Rohrleitungen in Mauerkanälen liegen und das Ganze gestaltet sich beim Vorhandensein verschiedener Tore zu einer sehr ausgedehnten Anlage.

Die Vorrichtungen für die Bewegung der Torflügel usw. der neuen Kaiserschleuse zu Bremerhaven stimmen mit den vorhin besprochenen insofern überein, als auch dort eine Druckwasseranlage hergestellt ist; sie erzeugt einen normalen Druck von 50 at, in Ausnahmefällen kann derselbe aber erheblich gesteigert werden. Die nach den zahlreichen Maschinenkammern führenden Rohrleitungen für Druckwasser sind ebenso, wie die Rücklaufleitungen im allgemeinen in üblicher Weise

---

[266]) Handb. Kap. XIV, S. 246.

[267]) Handb. Kap. XIV, § 22. — Landsberg. Eiserne Stemmtore der Schiffsschleusen § 26 (S. 113).

verlegt, im Bereiche der Öffnung des Außenhaupts der Schleusen sind sie aber dükerartig angeordnet und liegen im Wasser in geräumigen Schlitzen, die in den Torsäulen und zwischen denselben ausgespart sind, s. Abb. 214 u. 215, S. 315.

Ketten sind nicht verwendet, die Kolben der Treibcylinder erfassen vielmehr die zugehörigen Torflügel unmittelbar an einem daran befestigten Stahlzapfen und die Cylinder sind nur in der Mitte und so gelagert, daß sie sich in der Horizontalebene um eine vertikale Achse nach Bedarf drehen können. Eine sinnreiche Einrichtung bewirkt, daß der Kolben sich nach rechts oder links bewegt, daß er also das Tor schließt oder öffnet, jenachdem der Raum hinter dem Kolben durch Verstellen der Steuerung an die Druckleitung oder an die Rücklaufleitung angeschlossen wird.

Zum Schutze der Kolbenstange gegen seitliche Stöße durch Schiffe ist vor ihr in gleicher Höhe liegend ein Träger angebracht, dessen eines Ende an einem zweiten Zapfen am Tor angreift; das andere Ende führt sich, drehbar an einem Schlitten angeschlossen, mittels dieses Schlittens auf einer in der Längswand des Maschinenraums eingebauten Gleitbahn.

Man vergleiche auch hierzu Abb. 215, woselbst rechts einige Maschinenkammern und das geöffnete Ebbetor gezeichnet sind; der Treibcylinder und der vorerwähnte Träger befinden sich in der Ruhestellung. Links erblickt man an dem geschlossen gezeichneten Fluttor den Kolben und davor den schützenden Träger in veränderter Lage.

Es sei noch bemerkt, daß man für die Bewegungsvorrichtungen der neuen großen Schleuse an der westlichen Mündung des Amsterdamer Seekanals eine elektrische Kraftübertragung gewählt hat.

Schließlich sind noch die Vorrichtungen zur Überwindung sehr großer Gefälle, welche bei Schiffahrtskanälen mitunter vorkommen, zu erwähnen[268]).

Das älteste, hierher gehörige Bauwerk ist die Kuppelschleuse; bei dieser sind zwei oder mehr Kammern derart miteinander verbunden, daß die Unterhäupter der höher liegenden zugleich die Oberhäupter der tiefer liegenden Schleusenteile sind.

Mehr Verbreitung als die Kuppelschleusen haben zur Zeit die Schleusen mit beweglichen Kammern, bei welchen das Schiff aus dem Kanal in einen aus Eisen hergestellten und mit Wasserfüllung versehenen Kasten gefahren und mit diesem gehoben und gesenkt wird. Um das Einfahren zu ermöglichen, muß der Kanal gleichfalls Schützenverschluß erhalten und die Kammer muß während des Einfahrens fest gegen den Rahmen dieses Verschlusses gepreßt werden.

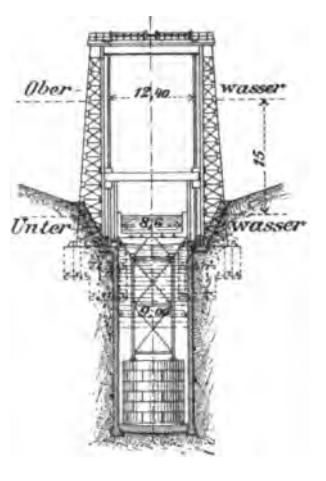
Derartige Schleusen hat man bis jetzt meistenteils als senkrechte Hebewerke ausgeführt und zwar entweder mit einer doppelten oder mit einer einzigen Kammer. Bei den ersteren, den sogenannten hydraulischen Schleusen, ruhen die Kammern auf den Kolben zweier, gepreßtes Wasser enthaltender, in die Erde versenkter, starker eiserner Cylinder, welche durch ein Rohr miteinander in Verbindung stehen. Die Wasserfüllungen der Kammern werden so bemessen, daß die eine schwerer ist, als die andere. Wenn nun ein in jenem Verbindungsrohr befindliches Schieberventil geöffnet wird, senkt sich die stärker belastete Kammer, während die andere sich hebt, wobei jedoch ihr Wasserspiegel die volle Höhe des Oberwassers nicht erreicht. Dann muß, nachdem der Schieber wieder geschlossen ist,

[268]) Handb. Kap. XIV, § 25.

die gehobene Kammer auf die volle Höhe gebracht werden; dies geschieht durch Druckwasser, welches in einem Akkumulator bereit gehalten und dem Preßcylinder jener Kammer zugeführt wird. Hydraulische Schleusen sind bis jetzt, soweit bekannt, für Kähne von höchstens 360 **t** Tragfähigkeit und mit Hubhöhen bis 15,5 **m** ausgeführt. Die Beförderung der Kähne erfolgt in kurzer Zeit und der Wasserverbrauch ist sehr gering. Sie haben aber den Übelstand, daß der Betrieb ganz ruht, sobald eine der Kammern zeitweilig unbrauchbar wird.

Bei den Schwimmerschleusen ist dieser Übelstand nicht vorhanden, wenn anders (was übrigens bis jetzt noch nicht geschehen ist) zwei Schleusen nebeneinander erbaut werden. Bei der für den Dortmund-Ems-Kanal ausgeführten, für 600 **t** Kähne eingerichteten Schwimmerschleuse wird die 70 **m** lange Kammer von fünf cylindrischen Schwimmern getragen, welche in runden, mit Wasser gefüllten Behältern auf- und absteigen und mit der Kammer durch Fachwerk in Verbindung stehen s. Abb. 226. Bei diesem Bauwerk beträgt die durchschnittliche Hubhöhe (rund) 15 **m**. Das Senken und Heben der Kammer erfolgt durch Vermehren und Vermindern ihrer Wasserfüllung.

Abb. 226. M. 1 : 1000.



Außer den hier erwähnten ist noch eine große Anzahl anderer Vorrichtungen zur Überwindung großer Gefälle teils vereinzelt ausgeführt, teils in Vorschlag gebracht. Unter den letzteren erscheinen namentlich die geneigten Schiffsaufzüge beachtenswert, bei welchen die Verbindung zwischen einer oberen und einer unteren Haltung durch eine große Anzahl stark geneigter und im Grundriß mit den Kanalachsen einen rechten Winkel bildender Schienenstränge hergestellt wird. Auf den Strängen bewegt sich ein vielrädriger Wagen mit horizontaler Platte und auf dieser befindet sich die Kammer. Um die Bewegung zu erleichtern und behufs Sicherung des Betriebs sind Gegengewichtswagen mit Ballast angeordnet.

Es handelt sich hier um eine wichtige und schwierige Aufgabe, welche bis jetzt eine allen Anforderungen entsprechende Lösung noch nicht gefunden hat.

Die Schleusen mit beweglichen Kammern und die Bewegungsvorrichtungen für Schleusentore sind in erster Linie Maschinen und fußen dementsprechend vorwiegend auf der Mechanik. Man erkennt auch hieraus die bei verschiedenen Gelegenheiten betonte große Bedeutung, welche die grundlegenden Wissenschaften für das Ingenieurwesen haben.

Sachregister.